

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Eugenijus GUDONIS

TRUMPALAIKE IR ILGALAIKE APKROVA
VEIKIAMŲ TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ
ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ
EKSPERIMENTINIAI TYRIMAI
IR MODELIAVIMAS

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,
STATYBOS INŽINERIJA (02T)



Vilnius LEIDYKLA
TECHNIKA 2014

Disertacija rengta 2010–2014 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.

Vadovas

prof. habil. dr. Gintaris KAKLAUSKAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Konsultantas

dr. Viktor GRIBNIAK (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo taryba:

Pirmininkas

prof. dr. Antanas ŠAPALAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Nariai:

prof. habil. dr. Juozas ATKOČIŪNAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T),

prof. dr. Liudas MAŽEIKA (Kauno technologijos universitetas, matavimų inžinerija – 10T),

prof. dr. Ainars PAEGLITIS (Rygos technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T),

prof. dr. Juozas VALIVONIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Disertacija bus ginama viešame Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo tarybos posėdyje **2015 m. sausio 15 d. 10 val.** Vilniaus Gedimino technikos universiteto senato posėdžių salėje.

Adresas: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva.

Tel.: (8 5) 274 4956; faksas (8 5) 270 0112; el. paštas doktor@vgtu.lt

Pranešimai apie numatomą ginti disertaciją išsiųsti 2014 m. gruodžio 12 d.

Disertaciją galima peržiūrėti interneto svetainėje <http://dspace.vgtu.lt/> ir Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lietuva).

VGTU leidyklos TECHNIKA 2290-M mokslo literatūros knyga

ISBN 978-609-457-739-0

© VGTU leidykla TECHNIKA, 2014

© Eugenijus Gudonis, 2014

eugenijus.gudonis@vgtu.lt

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Eugenijus GUDONIS

**EXPERIMENTAL INVESTIGATION AND
MODELLING OF REINFORCED CONCRETE
TIES SUBJECTED TO SHORT-TERM
AND LONG-TERM LOADS**

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,
CIVIL ENGINEERING (02T)



Vilnius LEIDYKLA TECHNICA 2014

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 2010–2014.

Supervisor

Prof Dr Habil Gintaris KAKLAUSKAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

Consultant

Dr Viktor GRIBNIAK (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

The Dissertation Defence Council of Scientific Field of Civil Engineering of Vilnius Gediminas Technical University:

Chairman

Prof Dr Antanas ŠAPALAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

Members:

Prof Dr Habil Juozas ATKOČIŪNAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T),

Prof Dr Liudas MAŽEIKA (Kaunas University of Technology, Measurement Engineering – 10T),

Prof Dr Ainars PAEGLITIS (Riga Technical University, Civil Engineering – 02T),

Prof Dr Juozas VALIVONIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

The dissertation will be defended at the public meeting of the Dissertation Defence Council of Civil Engineering in the Senate Hall of Vilnius Gediminas Technical University at **10 a. m. on 15 January 2015**.

Address: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lithuania.

Tel.: +370 5 274 4956; fax +370 5 270 0112; e-mail: doktor@vgtu.lt

A notification on the intend defending of the dissertation was send on 12 December 2014.

A copy of the doctoral dissertation is available for review at the Internet website <http://dspace.vgtu.lt/> and at the Library of Vilnius Gediminas Technical University (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lithuania).

Reziumė

Pastaraisiais metais vis plačiau taikant stiprųjį betoną bei armatūrą, konstrukcijų perdengiamos angos didėja, o skerspjūviai mažėja. Projektuojant pagrindiniu kriterijumi tampa ne stiprumo, o tinkamumo sąlyga (deformacijos). Inžinieriai gelžbetoninių konstrukcijų deformacijų skaičiavimams gali taikyti empirinius projektavimo normų arba skaitinius metodus. Vieno ar kito skaičiavimo metodo parinkimas turi būti pagrįstas tikslumo analizės rezultatais.

Sudėtingą įtempių būvį gelžbetoninėse konstrukcijose sukelia betono traukimosi ir valksnumo efektai, priklausantys nuo nuolat kintančių aplinkos sąlygų. Betono traukiamasis ir valksnumas yra ilgalaikiai efektai, tačiau jie labai svarbūs nagrinėjant ne tik ilgalaikes gelžbetoninių konstrukcijų deformacijas, bet ir prognozuojant trumpalaikes deformacijas bei elementų atsparumą pleišėjimui. Vienas iš pagrindinių armuoto betono pleišėjimą lemiančių reiškinių yra armatūros ir betono tarpusavio sąveika. Dėl aiškiai neapibrėžtų norminių konstrukcijų deformacijų, pleišėjimo, betono traukimosi ir valksnumo vertinimo metodų sunku užtikrinti patikimą gelžbetoninių konstrukcijų projektavimą. Taikant Europos projektavimo normas, tempiamųjų gelžbetoninių elementų trumpalaikių deformacijų skaičiavimuose daromos nemažos paklaidos (ypatingai elementui pradėjus pleišėti). Skaičiuojant ilgalaikes deformacijas tiksliai nustatoma šių deformacijų ribinė reikšmė, tačiau nedetalizuojamas deformacijų kitimas iki šios reikšmės.

Disertaciniame darbe nagrinėjama trumpalaikė ir ilgalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būvis bei pleišėjimas. Aprašomi tempiamųjų gelžbetoninių elementų trumpalaikiai ir ilgalaikiai deformacijų ir pleišėjimo eksperimentiniai tyrimai.

Šiame darbe pasiūlyta patikslinta Europos projektavimo normose pateikta tempiamųjų gelžbetoninių elementų trumpalaikių deformacijų nustatymo metodika. Pasiūlytas patikslinimas leidžia nustatyti vidutinės trumpalaikės elemento deformacijas, įvertinant betono traukimosi ir jį lydinčio valksnumo deformacijas. Taip pat pasiūlyta ir ilgalaikė apkrova veikiamų elementų deformacijų ir laiko priklausomybė, leidžianti detalizuoti ilgalaikių deformacijų kitimą nuo pastovios apkrovos pridėjimo momento.

Darbe atlikta pagal Europos projektavimo normų metodą teoriškai apskaičiuotų vidutinių deformacijų tikslumo analizė. Analizė parodė, kad, įvertinus betono traukimąsi ir jį lydintį valksnumą stadijoje iki apkrovimo, Euronormų trumpalaikių vidutinių deformacijų apskaičiavimo metodo tikslumas padidėjo.

Abstract

Application of high strength concrete and reinforcement has resulted in longer spans and smaller depths of structures. Therefore, the condition of the limiting deflection rather than the strength requirement often is the governing design criterion. In structural analysis civil engineers can choose between traditional design code methods and numerical techniques. In order to choose a particular calculation method, engineers should be aware of accuracy of different techniques.

Complicated stress state in reinforced concrete (RC) structures is caused by creep and shrinkage effects of concrete, which strongly depend on continuously changing environmental conditions. Shrinkage and creep of concrete are considered as long term effects, though they are of a great importance not only for long term deformations of RC, but also for short term deformation and cracking analysis. Interaction between reinforcement and concrete is one of the most important effects governing the cracking process of RC. Due to insufficiently defined calculation methods of concrete deformation, cracking, shrinkage and creep of concrete, design of RC structures using code methods becomes unreliable. Employing the Eurocode design methods significant errors should be considered while calculating short term deformations of tensile RC members (especially during the initiation of cracking). Though for long term deformation analysis Eurocode methods adequately predict the limit values, the distribution of deformations is not clearly defined.

In present study a stress–strain and cracking analysis of tensile RC elements under short and long term loading is performed. Experimental data of deformation and cracking process of tensile RC elements under short and long term loading is presented.

The current study presents the improved Eurocode calculation method for the prediction of short-term deformations of RC members under tension. The proposed modification allows to determine short-term deformations evaluating the shrinkage effect occurring prior to the external loading. A relationship between long-term strains and time is proposed, presenting a detail development of deformations from the constant loading to the limit value.

Accuracy analysis of Eurocode design method for the prediction of average strains has been performed. It was shown that in the preloading stage, the evaluation of shrinkage and creep effects improves the method accuracy.

Žymėjimai

Simboliai

A_c	– betono skerspjūvio plotas;
A_s	– armatūros skerspjūvio plotas;
b	– skerspjūvio plotis;
D	– strypinės armatūros skersmuo;
E_c	– betono tamprumo modulis;
E_{ca}	– betono efektyvusis tamprumo modulis;
E_s	– armatūros tamprumo modulis;
f_c	– betono stipris gniuždant;
f_{ck}	– charakteringas gniuždomasis betono stipris;
f_{cm}	– vidutinis cilindrinis betono stipris gniuždant;
f_{ctm}	– vidutinis betono stipris tempiant;
f_y	– armatūros takumo įtempiai;
f_y^*	– sąlyginiai armatūros takumo įtempiai;
h	– skerspjūvio aukštis;
L	– elemento ilgis;
l_b	– inkaravimo ilgis;
L_c	– vidutinių deformacijų matavimų bazė betono paviršiuje;
L_c^*	– patikslinta vidutinių deformacijų matavimų bazė betono paviršiuje;
L_s	– vidutinių armatūros strypo deformacijų matavimų bazė;

l_{lr}	– įtempių perdavimo ilgis;
n	– armatūros ir betono tamprumo modulių santykis;
P	– ašinė apkrova;
P_{cr}	– pleišėjimo apkrova;
$P_{cr,EC2}$	– teorinė pleišėjimo apkrova apskaičiuota pagal Europos projektavimo normas;
P_{ult}	– ribinė apkrova;
s	– slinktis;
t	– elemento amžius;
t_0	– elemento apkrovimo pradžia;
ρ	– armavimo procentas;
ε	– deformacija;
ξ	– deformacijų koreliacinis koeficientas;
β	– deformacijų parametras (žr. 27 psl.) arba apkrovimo tipas (žr. 28 psl.);
α	– laipsnis;
φ	– valkšnumo koeficientas;
ε_1	– elemento vidutinės deformacijos temprioje stadijoje;
ε_2	– visiškai supleišėjusio tempiamojo elemento (vidutiniai tempiamojo betono įtempiai lygūs 0) deformacija;
ε_c	– betono deformacija;
ε_{cr}	– pleišėjimo deformacija;
ε_{cs}	– betono traukimosi deformacija;
σ_{ct}	– tempimo įtempiai betone;
ΔL_s	– armatūros strypo pailgėjimas;
ε_m	– vidutinė elemento deformacija;
τ_m	– vidutiniai sukibimo įtempiai;
ε_s	– plieno deformacija;
$\varepsilon_{s,max}$	– didžiausias deformacijų skirtumas tarp tampraus ir supleišėjusio elemento būvių;
ε_{sm}	– vidutinė armatūros deformacija;

Santrumpos

DIC	– koreliacinis skaitmeninių vaizdų metodas (<i>Digital image correlation system</i>);
EC2	– Europos gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normos.
GFRP	– stiklo pluošto armatūra;

Turinys

IVADAS	1
Problemos formulavimas.....	1
Darbo aktualumas.....	2
Tyrimų objektas.....	3
Darbo tikslas.....	3
Darbo uždaviniai	3
Tyrimų metodika	4
Darbo mokslinis naujumas	4
Darbo rezultatų praktinė reikšmė	4
Ginamieji teiginiai.....	5
Darbo rezultatų aprobavimas.....	5
Disertacijos struktūra.....	6
Padėka.....	6
1. TEMPIAMOJO ARMUOTO BETONO DEFORMACIJŲ TYRIMŲ APŽVALGA .	7
1.1. Betono valkšnumas ir traukimas.....	8
1.2. Medžiagų fizikinės ir mechaninės savybės.....	13
1.2.1. Betonas	14
1.2.2. Armatūra.....	17
1.2.3. Armatūros ir betono sąveika.....	19
1.3. Tempiamasis sustandėjimas	23
1.3.1. Tempiamasis sustandėjimas veikiant trumpalaikiai apkrovai.....	25
1.3.2. Betono traukimosi įtaka trumpalaikėms deformacijoms	29
1.3.3. Tempiamasis sustandėjimas veikiant ilgalaikiai apkrovai	31

1.4. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas.....	34
2. EKSPERIMENTINIAI TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ TYRIMAI	37
2.1. Medžiagų fizikinių ir mechaninių savybių eksperimentiniai tyrimai	38
2.1.1. Betono savybės.....	38
2.1.2. Armatūros savybės	43
2.1.3. Armatūros ir betono sąveika.....	44
2.2. Trumpalaikė apkrova veikiamų elementų tyrimai	47
2.3. Ilgalaikė apkrova veikiamų elementų tyrimai	55
2.4. Antrojo skyriaus išvados	60
3. TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ EKSPERIMENTINIŲ TYRIMŲ REZULTATŲ ANALIZĖ	63
3.1. Trumpalaikis apkrovimas	64
3.2. Ilgalaikis apkrovimas	72
3.3. Betono deformacijos.....	83
3.4. Trečiojo skyriaus išvados	86
4. TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ SKAIČIAVIMO PAGAL EUROPOS NORMAS TIKSLINIMAS	89
4.1. Trumpalaikių deformacijų skaičiavimas	90
4.2. Eksperimentinių elementų pleišėjimo apkrovos ir deformacijų rezultatų analizė	93
4.3. Ilgalaikių deformacijų kitimas laike	96
4.4. Ketvirtojo skyriaus išvados	99
BENDROSIOS IŠVADOS	101
LITERATŪRA IR ŠALTINIAI.....	103
AUTORIAUS MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS ..	111
SUMMARY IN ENGLISH.....	115
PRIEDAI*	133
A priedas. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų apkrovų ir deformacijų priklausomybės, veikiant trumpalaikiai bei ilgalaikiai apkrovai	134
B priedas. Suprojektuoto ilgalaikio bandymo stendo brėžiniai, kalibravimas.....	152
C priedas. Ilgalaikių deformacijų kitimas laike.....	159
D priedas. Sukibimo įtempių ir slinkties diagramos.....	163
E priedas. Bendra autorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje	164
F priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos	186

* Priedai pateikiami pridėjame kompaktiniame diske

Contents

INTRODUCTION	1
Problem formulation	1
Relevance of the thesis	2
Research object	3
Aim of the thesis	3
Objectives of the thesis.....	3
Research methodology	4
Scientific novelty of the thesis	4
Practical value of research findings.....	4
Defended statements	5
Approval of research findings	5
Structure of the thesis	6
Acknowledgements	6
1. REVIEW ON STRAIN INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE TIES 7	
1.1. Shrinkage and creep of concrete	8
1.2. Physical and mechanical properties of materials	13
1.2.1. Concrete	14
1.2.2. Reinforcement	17
1.2.3. Bond of reinforcement and concrete.....	19
1.3. Tension stiffening	23
1.3.1. Tension stiffening at short-term conditions	25
1.3.2. Shrinkage influence on short-term strains	29
1.3.3. Tension stiffening at long-term conditions	31
1.4. Concluding remarks of Chapter 1 and tasks of the thesis	34
2. EXPERIMENTAL STRAIN INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE TIES	37

2.1. Experimental investigation on physical and mechanical properties of materials.....	38
2.1.1. Properties of concrete	38
2.1.2. Properties of reinforcement	43
2.1.3. Bond of reinforcement and concrete.....	44
2.2. Experimental investigation of tensile elements at short-term loading	47
2.3. Experimental investigation of tensile elements at long-term loading	55
2.4. Concluding remarks of Chapter 2	60
3. ANALYSIS OF EXPERIMENTAL RESULTS OF REINFORCED CONCRETE TIES	63
3.1. Short-term loading	64
3.2. Long-term loading	72
3.3. Strains of concrete	83
3.4. Concluding remarks of Chapter 3	86
4. MODIFICATION OF EUROCODE STRAIN CALCULATION TECHNIQUE FOR REINFORCED CONCRETE TIES	89
4.1. Calculation technique for short-term strains	90
4.2. Analysis of experimental results of cracking load and strains	93
4.3. Variation of long-term strains in time	96
4.4. Concluding remarks of Chapter 4	99
GENERAL CONCLUSIONS	101
REFERENCES	103
LIST OF PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE TOPIC OF THE THESIS	111
SUMMARY IN ENGLISH.....	115
ANNEXES*	133
Annex A. Load-strain diagrams for tensile reinforced concrete elements at short-term and long-term loading	134
Annex B. Drawings and calibration of designed frames for testing at long-term conditions.....	152
Annex C. Variation of long-term strains in time	159
Annex D. Bond-slip diagrams.....	163
Annex E. Agreements of co-authors to provide published materials in the thesis	164
Annex F. Copies of scientific publications by the author on the topic of the thesis.....	186

* The annexes are supplied in the enclosed compact disk

Ivadas

Problemos formulavimas

Armuotas betonas yra viena plačiausiai statyboje naudojamų kompozitinių medžiagų. Betono tempiamasis stipris yra $10 \div 20$ kartų mažesnis nei gniuždomasis stipris. Dėl šios priežasties naudojama armatūra, kuri perima dalį tempimo įtempių, susidarančių dėl gelžbetonines konstrukcijas veikiančio tiesioginio tempimo, lenkimo, sukimo ar kirpimo. Įtempių pasiskirstymas tarp betono ir armatūros vyksta dėl šių medžiagų tarpusavio sąveikos. Šis reiškinys vadinamas sukibimu, kurio metu įtempiai proporcingai tamprumo modulių santykiui pasiskirsto tarp armatūros ir betono.

Jeigu tempiamajame betoniniame elemente armatūros perduodami įtempiai yra mažesni už betono tempiamąjį stiprį, elementas deformuojasi tampriai. Šioje stadijoje sukeltas deformacijas armatūroje ir betone galima paprastai nustatyti vadovaujantis medžiagų mechanikos principais (Huko dėsnio). Kai armatūros perduodami įtempiai viršija pleišėjimo ribą, pradeda vertis plyšiai ir deformavimasis įgauna fiziškai netiesinį pobūdį, todėl deformacijų modeliavimas tampa sudėtingesnis.

Sudėtingą įtempių būvį gelžbetoninėse konstrukcijose sąlygoja betono traukimosi bei valkšnumo efektai, priklausantys nuo nuolat kintančių aplinkos ir apkrovimo sąlygų. Betono traukimas ir valkšnumas yra ilgalaikiai efektai, ta-

čiau jie labai svarbūs nagrinėjant ir trumpalaikes deformacijas bei elementų atsparumą pleišėjimui. Dėl aiškiai neapibrėžtų konstrukcijų deformacijų, pleišėjimo, betono traukimosi ir valkšnumo vertinimo metodų sunku užtikrinti patikimą gelžbetoninių konstrukcijų projektavimą.

Darbo aktualumas

Kadangi betono tempiamasis stipris yra nedidelis, atrodytų, kad tempiamojo betono įtaka, atlaikant įrašas skerspjuvyje, yra nereikšminga. Iš tiesų, nustatant gelžbetoninių elementų stiprumą normaliniame pjūvyje, tempiamo betono įtempių galima nevertinti. Kita vertus, skaičiuojant deformacijas, neįvertinus tempiamojo betono įtakos, gali būti daroma didesnė nei 100 % paklaida. Adekvatus supleišėjusio tempiamojo betono įtakos įvertinimas, nustatant trumpalaikę apkrova veikiamų gelžbetoninių elementų deformacijas, yra viena sudėtingiausių gelžbetonio mechanikos problemų. Plyšio vietoje betonas negali atlaikyti tempimo įtempių, todėl visą įrašą atlaiko armatūra. Kadangi plyšyje ir gretimuose pjūviuose armatūra praslysta betono atžvilgiu, kontakto zonoje atsiranda šlyties įtempiai. Šie įtempiai perduodami betonui, todėl jis atlaiko tempimo įtempius. Armatūros ir betono sąveika ruožuose tarp plyšių standina gelžbetoninį elementą. Supleišėjusio betono gebėjimas atlaikyti tempimo įtempius vadinama tempimo sustandėjimu (angl. *tension stiffening*).

Yra pasiūlyta nemažai tempiamojo sustandėjimo modelių, gautų trumpalaikės apkrovos poveikiui. Pažymėtina, kad šiais modeliais apskaičiuotos tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijos labai skiriasi tiek tarpusavyje, tiek lyginant su eksperimentiniais rezultatais. Praktiškai visos literatūroje pateiktos tempiamojo sustandėjimo vidutinių įtempių ir deformacijų priklausomybės buvo gautos pagal armuoto betono elementų eksperimentinių tyrimų duomenis, neįvertinant betono traukimosi efekto.

Ilgalaikės apkrovos poveikiui tėra žinomi vos keli tempiamojo sustandėjimo modeliai, tinkami tempiamųjų elementų analizei. Šie modeliai buvo išvesti pagal lenkiamųjų elementų eksperimentinių tyrimų duomenis. Nėra patikimų tyrimų, parodžiusių šių modelių tinkamumą tempiamųjų elementų analizei. Pasaulyje buvo atliktos vos kelios ilgalaikę apkrova veikiamų tempiamųjų elementų deformacijų eksperimentinės tyrimų programos.

Šiame darbe pateikiami nauji eksperimentinių ir teorinių tyrimų rezultatai, tiriant trumpalaikę ir ilgalaikę apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijas ir tempiamąjį sustandėjimą.

Tyrimų objektas

Darbe nagrinėjamas statine trumpalaike ir ilgalaike ašine tempimo apkrova veikiamų armuoto betono elementų įtempių ir deformacijų būvis bei pleišėjimas. Tikslinama Europoje taikomų gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų vidutinių deformacijų skaičiavimo metodika. Analizuojama betono traukimosi ir valkšnumo įtaka armuoto betono deformacijų skaičiavimo rezultatams.

Darbo tikslas

Patikslinti trumpalaike ir ilgalaike apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų skaičiavimo metodus, taikomus gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normose galiojančiose Europoje.

Darbo uždaviniai

Darbo tikslui pasiekti keliama šie uždaviniai:

1. Atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų skaičiavimo metodų analizę.
2. Apžvelgti literatūroje paskelbtų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatus.
3. Eksperimentiškai nustatyti betono traukimosi ir valkšnumo deformacijas.
4. Eksperimentiškai ištirti trumpalaike ir ilgalaike ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišetumą ir standumą.
5. Atlikti vidutinių deformacijų, apskaičiuotų pagal Europos projektavimo normose pateiktą skaičiavimo metodiką, ir eksperimentų metu gautų rezultatų lyginamąją analizę.
6. Atlikti trumpalaike ir ilgalaike ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatų analizę.
7. Pasiūlyti tempiamųjų gelžbetoninių elementų ilgalaikių deformacijų kitimo ir laiko priklausomybę, detalizuojančią deformacijų kitimą nuo pastovios apkrovos suteikimo momento iki ribinės deformacijų reikšmės.
8. Atlikti pasiūlytų Europos projektavimo normų trumpalaikių deformacijų nustatymo metodikos pakeitimo adekvatumo analizę.

Tyrimų metodika

Disertaciniame darbe taikyti teoriniai, skaitiniai, projektavimo normų ir eksperimentiniai metodai. Trumpalaikę apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinės apkrovų ir deformacijų diagramos gaunamos taikant tris metodus: matuojant pailgėjimą armatūroje ir betono paviršiuje naudojant skaitmeninius poslinkių matuoklius bei betono paviršiuje taikant skaitmeninių vaizdų koreliacinį metodą (*Digitam Image Corelation*). Teorinių apkrovų ir deformacijų kreivių nustatymui taikytas Europos gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų metodas.

Darbo mokslinis naujumas

Disertaciniame darbe gautas toks mokslinis naujumas:

1. Gauti nauji trumpalaikę ir ilgalaikę ašinę apkrova veikiamų gelžbetoninių elementų deformacijų ir pleišėjimo eksperimentinių tyrimų duomenys. Pasaulyje buvo atliktos vos kelios tempiamųjų elementų ilgalaikių deformacijų eksperimentinių tyrimų programos. Autoriaus suprojektuota ir pagaminta įranga atlikti bandymai truko apie metus – tai daugiau nei kiti analogiški ilgalaikiai tyrimai.
2. Patikslinta Euronormose taikoma trumpalaikę apkrova veikiamų tempiamųjų elementų vidutinių deformacijų nustatymo išraiška, įvertinanti betono traukimosi deformacijas iki eksploatacinėje stadijoje.
3. Atlikta trumpalaikę apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų vidutinių deformacijų prognozavimo tikslumo analizė, taikant originalųjį ir patikslintą Europos projektavimo normų metodus.
4. Taikant autoriaus gautus ilgalaikę apkrova veikiamų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatus, pasiūlyta vidutinių deformacijų kitimo laike priklausomybė.

Darbo rezultatų praktinė reikšmė

Patikslintas Europos projektavimo normų reglamentuotas tempiamųjų gelžbetoninių elementų, veikiamų tiek trumpalaikę, tiek ilgalaikę apkrova, deformacijų skaičiavimo metodas.

Ginamieji teiginiai

Disertacijos ginamieji teiginiai:

1. Įvertinus betono traukimąsi, pasireiškiantį iki apkrovimo, Europos projektavimo normų metodu tiksliau įvertinamas trumpalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų atsparumas pleišėjimui bei deformacijos.
2. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų ilgalaikės deformacijos sparčiai auga pirmąsias 2–3 dienas po apkrovimo.
3. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų ilgalaikės deformacijos praktiškai stabilizuojasi praėjus vieneriems metams nuo apkrovimo.
4. Patikslinus tempiamųjų gelžbetoninių elementų atsparumą pleišėjimui tiksliau nustatomas ilgalaikių deformacijų prieaugis.

Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema yra paskelbti 7 moksliniai straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose, iš kurių 4 žurnaluose, įtrauktuose į *ISI Web of Science* sąrašą.

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai buvo paskelbti 7 pranešimuose 7 mokslinėse konferencijose:

- Tarptautinė konferencija *Mechanics of Composite Materials MCM 2014*, Ryga, Latvija, 2014.
- 19-oji tarptautinė konferencija *Mechanika 2014*, Kaunas, Lietuva, 2014.
- Tarptautinė konferencija *Civil Engineering for Sustainability and Resilience CESARE 14*, Ammanas, Jordanija, 2014.
- Tarptautinė konferencija *Mechanics of Composite Materials MCM 2014*, Ryga, Latvija, 2012.
- Tarptautinė konferencija *World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11plus)*, Seulas, Korea, 2011.
- 16-oji tarptautinė konferencija *Mechanika 2011*, Kaunas, Lietuva, 2011.
- 14-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija *Mokslas – Lietuvos ateitis*, Vilnius, Lietuva, 2011.

Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro įvadas, keturi skyriai, bendrosios išvados, literatūros šaltinių bei autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašai, santrauka anglų kalba ir 6 priedai.

Disertacijos apimtis su santrauka yra 133 puslapiai (neįskaitant priedų), tekste panaudota 40 numeruotų formulių, 70 paveikslų, 6 lentelės ir 102 literatūros šaltiniai.

Padėka

Disertacinio darbo autorius išreiškia nuoširdžią padėką savo mokslinio darbo vadovui, Tiltų ir specialiųjų statinių katedros vedėjui prof. habil. dr. Gintariui Kaklauskui bei konsultantui, Inovatyvių statybinių konstrukcijų mokslo laboratorijos vedėjui dr. Viktor Gribniak už rekomendacijas ir pagalbą rengiant disertaciją.

Autorius taip pat dėkoja Vilniaus Gedimino technikos universiteto Užsienio ryšių direkcijai už suteiktą galimybę pagal MVG/ERASMUS mobilumo programoje stažuotis Žironos universitete (Ispanija). Už vertingas pastabas ir patarimus stažuotės metu autorius išreiškia nuoširdžią padėką dr. Lluís Torres Llinas.

Už pagalbą ir draugiškumą doktorantūros studijų metu, darbo autorius nuoširdžiai dėkoja Tiltų ir specialiųjų statinių katedros darbuotojams: doc. dr. Dariui Bačinskui, mokslo darbuotojui dr. Aleksandr Sokolov, doc. dr. Dariui Ulbinui bei Tiltų ir specialiųjų statinių katedros doktorantams.

Disertacinio darbo autorius išreiškia padėką Lietuvos mokslo tarybai už finansinę paramą doktorantūros studijų metu.

Už nuolatinę paramą ir palaikymą darbo autorius dėkoja savo tėvams Vandai ir Algiui, broliui Egidijui bei gyvenimo draugei Linai, kuriems ši disertacija ir yra skiriama.

Tempiamojo armuoto betono deformacijų tyrimų apžvalga

Statybos konstrukcijų elgsena priklauso nuo ją sudarančių medžiagų fizikinių ir mechaninių savybių. Savo elgsena gelžbetonis užima išskirtinę vietą tarp kitų dažniausiai taikomų medžiagų (plieno, aliuminio ar medžio). Jo sudėtingumą lemia skirtingos betono ir armatūros fizikinės ir mechaninės savybės, jų netiesiškumas, betono pleišėjimas, traukimasis bei valkšnumas, armatūros ir betono sukibimo pažeidimai, mastelio faktorius ir kt. Iš minėtųjų veiksnių didžiausią įtaką deformacijų skaičiavimo rezultatams turi betono pleišėjimo bei armatūros ir betono sąveikos modeliavimas.

Armatūros ir ją supančio betono tarpusavio sąveika yra pagrindinis veiksnys, lemiantis kompozitinio elemento elgseną. Šių medžiagų sukibimas lemia įtempių pasiskirstymą tarp armatūros ir betono. Taip pat leidžia betonui perimti tempimo įtempius tarp plyšių, dėl to padidėja bendras gelžbetoninio elemento standumas. Šis efektas pasireiškia tiek lenkiamųjų, šliejamųjų elementų tempimojoje zonoje, tiek ir ašinio tempimo elementuose. Dažniausiai gelžbetoninės konstrukcijos būna lenkiamos arba šliejamos, tačiau siekiant nustatyti sukibimo įtaką elemento deformacijoms taikomas ašinio tempimo bandymų metodas.

Daug trumpalaikie apkrova veikiamų tempiamųjų elementų buvo išbandyta nagrinėjant armuoto betono elgseną po pleišėjimo. Daugumoje tokių bandymų laisvojo betono traukimosi deformacija, pasireiškianti iki apkrovimo, nebuvo

vertinama. Vis dėlto ši deformacija gali turėti didelės įtakos bandymo rezultams priklausomai nuo aplinkos sąlygų.

Šiame skyriuje trumpai aprašomi betono valkšnumo bei traukimosi reiškiniai. Pateikiamos betono valkšnumo bei traukimosi diagramos. Taip pat aptariami tempiamojo betono stiprio nustatymo eksperimentiniai bei norminiai metodai. Skyriuje analizuojami armatūros ir betono sąveikos aspektai, betono traukimosi ir valkšnumo įtaka gelžbetoninių elementų pleišėjimui. Taip pat aprašomas tempiamojo sustandėjimo (angl. *tension stiffening*) efektas, aptariami normatyviniuose dokumentuose pateikti ir įvairių autorių pasiūlyti tempiamojo sustandėjimo modeliai elementus veikiant tiek trumpalaikie, tiek ilgalaikie apkrovomis.

1.1. Betono valkšnumas ir traukimas

Betono valkšnumo bei traukimosi efektai, jo mechaninių rodiklių kitimas laike turi didelę įtaką tiek trumpalaikie, tiek ilgalaikie apkrova veikiamų betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų įtempių-deformacijų būviui. Betono valkšnumo bei traukimosi efektams skirti Rozenbliumo (1974), Marčiukaičio (1998, 2001), Kvedaro ir Kudzio (1969), Dulinsko (1973), Cypino (1997) bei Balevičiaus (2000) darbai. Daugelis eksperimentinių (CEB Bulletins 1990, Troxell *et al.* 1958, Yang *et al.* 1998) bei teorinių (Alwis 2001) tyrimų parodė, kad dėl valkšnumo ir betono traukimosi plastinės betono deformacijos gali keletą kartų viršyti pradines deformacijas. Ilgalaikiai procesai lemia deformacijų ir įtempių persiskirstymą armatūroje ir betone (Alwis 2001). Betono valkšnumo bei traukimosi deformacijų įvertinimas svarbus apskaičiuojant tiek trumpalaikie, tiek ilgalaikie apkrova veikiamų gelžbetoninių sijų, plokščių, tempiamųjų elementų ir liaunųjų kolonų deformatyvumą ir pleišėjimą. Taip pat šie efektai svarbūs iš anksto įtemptose gelžbetoninėse konstrukcijose skaičiuojant armatūros išankstinio įtempimo nuostolius.

Betono traukimusi vadinamas jo laisvas tūrio mažėjimas dėl kietėjimo metu vykstančios cemento hidratacijos bei drėgnumo kaitos. Pirmąją publikaciją, skirtą betono traukimuisi 1911 metais paskelbė White. Nuo to laiko pasiūlyta nemažai hipotezių, paaiškinančių šių deformacijų fizinę prigimtį. Įvairias prielaidas pasiūlė Bazant ir Wittmann (1982), Neville (1997). Minėti autoriai išskiria šiuos traukimosi metu vykstančius reiškinius:

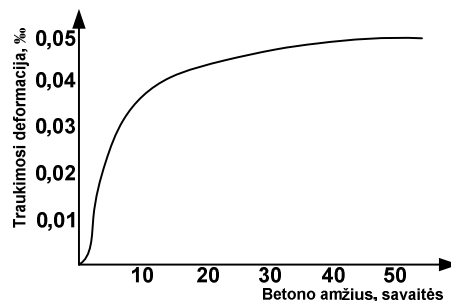
- nusėdimo procesas, kuris pasireiškia negrįžtamąja betono deformacija, susidaranti dėl jo komponentų išsisluoksniavimo; šis procesas priklauso nuo mišinio komponentų gebėjimo sulaikyti vandenį ir baigiasi prasiūdžius cemento hidratacijai;

- kontrakcija – tiesioginis traukimas, pasireiškiantis dėl kietėjančio cementinio akmens tūrio mažėjimo; jis vyksta bandinį net visiškai izolia-
vus nuo aplinkos bei lemia pirminį tūrio sumažėjimą;
- drėgminis traukimas – iš dalies grįžtamas procesas, susijęs su betono drėgnumo kitimu; betonui kietėjant ore, jo tūris sumažėja, o iš aplinkos patekus pakankamai drėgmės – padidėja;
- karbonatizacinė deformacija atsiranda dėl cementinio akmens sąveikos su aplinkos oru.

Kiekvienas iš minėtų reiškinių pasireiškia įvairiais betono kietėjimo etapais. Todėl jų poveikis tiek betoniniams, tiek ir gelžbetoniniams elementams yra nevienodas.

Betono traukimosi deformacijos priklauso nuo daugelio faktorių: vandens kiekio, vandens-cemento santykio, cemento rūšies, užpildo savybių, kietėjimo trukmės, aplinkos sąlygų, elemento matmenų ir formos, mišinio klojimo bei tankinimo būdų. Didėjant vandens-cemento bei elemento išorinio paviršiaus ploto ir elemento tūrio santykiams arba mažėjant aplinkos drėgmei bei užpildo kiekiui, betono traukimosi deformacijos didėja. Detalesnė įvairių faktorių įtakos analizė pateikta šaltiniuose (Bazant and Wittmann 1982, Kanstad 1990, Neville 1997, Troxell *et. al.* 1958, Cholmianskij 1997).

Betono kietėjimo procesas laikui bėgant vyksta palaipsniui (1.1 pav. Wenkenbach 2011). Išorinių veiksnių nevaržomame betoniniame elemente traukimas nesukelia papildomų įtempių. Tuo tarpu gelžbetoniniame elemente dėl armatūros ir betono sukibimo dar iki eksploatacinėje stadijoje atsiranda papildomi įtempiai (armatūroje gniuždymo, o betone tempimo), priklausantys nuo armavimo procento ir betono stiprio. Didėjant armavimo procentui, didėja elemento supleišėjimo tikimybė. Elementui supleišėjus betono traukimosi įtaka žymiai sumažėja, nes iki eksploatacinėje stadijoje atsiradę pradiniai įtempiai plyšio vietoje visai išnyksta.



1.1 pav. Betono traukimosi deformacijų priklausomybė nuo laiko (Wenkenbach 2011)

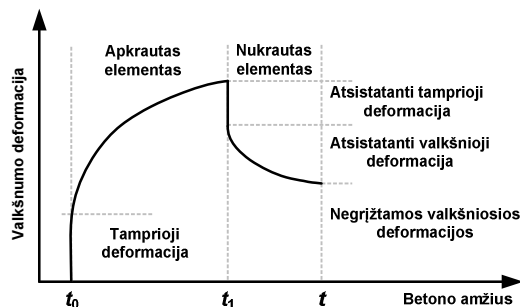
Fig. 1.1. Relationship of concrete shrinkage strain in time (Wenkenbach 2011)

Betono traukimosi efektas apibūdinamas kiekybine charakteristika – laisvojo betono traukimosi deformacija ε_{cs} . Priklausomai nuo betoninio elemento charakteristikų bei aplinkos drėgmės ribinė šio dydžio reikšmė gali svyruoti nuo 400×10^{-6} iki 900×10^{-6} (Gardner and Lockman 2001).

Svarbu paminėti, kad konstrukcijų skerspjūviuose betonas traukiasi netolygiai: paviršiniai sluoksniai deformuojasi labiau, gilesni – mažiau. Hajek ir Nurnbergerova (1990), Kawano ir Warner (1997) bei Tsubaki *et. al.* (1992) darbuose įvertinamas netolygus skerspjūvio traukimas, tačiau kituose (pvz., Ghali and Favre 1994, Gilbert 1988, Neville *et. al.* 1983, Sato *et. al.* 1998) priimama tolygaus betono traukimosi prielaida.

Valkšnumu vadinama betono savybė deformuotis, veikiant laiko atžvilgiu nekintamai apkrovai. Pasaulyje pasiūlyta nemažai šio efekto kilmės hipotezių. Įvairūs autoriai (Bazant and Wittmann 1982, Neville *et. al.* 1983, Neville 1997) išskiria kelias valkšnumo atsiradimo priežastis: cementinio akmens reologinės savybės, betono kristalinės struktūros plastinės deformacijos, kapiliariniai reiškiniai, vykstantys betonui kietėjant, mikro plyšių atsiradimas bei vystymasis. Visi išvardinti procesai intensyviausiai vyksta pirmuosius 3–4 mėnesius bei tęsiasi daugelį metų.

Valkšnumo reiškinys pradėtas nagrinėti gana seniai. Cypino monografijoje (Cypinas 1997) pažymima, kad pirmas žinomas darbas skirtas šio efekto tyrimui paskelbtas 1834 m. Vėliau pasirodė Boltzmann (1876) ir Volterra (1913) darbai, kurie suformavo matematinius valkšnumo teorijos pagrindus. Betono valkšniosios deformacijos pirmą kartą buvo pradėtos nagrinėti praėjusio šimtmečio pradžioje. 1905 m. Woolson aprašė betonšerdžių elementų valkšnumą. Pirmuosius eksperimentinių tyrimų, skirtų gelžbetonio valkšnumui, rezultatus 1907 metais paskelbė Hatt. 1917 metais paskelbtame straipsnyje Smith pastebėjo, kad nukrovus betoninį elementą vyksta tampriųjų bei dalinis valkšniųjų deformacijų atsištatymas (1.2 pav.).



1.2 pav. Betono valkšniųjų deformacijų priklausomybė nuo laiko (Gilbert 1988)

Fig. 1.2. Relationship of concrete creep strain in time (Gilbert 1988)

Apkrovus betoninį elementą iškart pasireiškia tampriosios (trumpalaikės), o, laikui bėgant, ir valkšniosios deformacijos. Nukrovus elementą laiko momentu t_1 , įvyksta staigus tampriųjų bei palaipsnis valkšniųjų deformacijų atsistatymas (1.2 pav.). Jeigu elementas nukraunamas po tam tikro ilgo laiko tarpo, atsistato apytiksliai 10–30 % valkšniųjų deformacijų (Neville *et. al.* 1983, Gilbert 1988,).

Valkšniosios deformacijos yra gerokai didesnės, kai kartu veikia ir betono traukiamasis. Apkrauto betoninio elemento, esančio higroskopinėje pusiausvyroje su aplinka (t. y. laisvojo betono traukimosi deformacijos $\varepsilon_{cs} = 0$), ilgalaikės deformacijos vadinamos baziniu valkšnumu (angl. *basic creep*). Papildomos deformacijos, atsirandančios dėl elemento drėgmės pokyčio – valkšnumu džiūnant (angl. *drying creep*).

Valkšniųjų deformacijų reikšmės priklauso nuo daugelio veiksnių: įtempių dydžio, betono amžiaus apkrovimo metu, apkrovos veikimo trukmės, aplinkos sąlygų (drėgmės ir temperatūros), bandinio matmenų, betono mechaninių charakteristikų, betono gamybos technologijos, betoną sudarančių komponentų savybių. Įvairių veiksnių įtaka valkšniosioms deformacijoms nagrinėta darbuose (Troxell *et. al.* 1958, Neville *et. al.* 1983, Šmerda and Kristek 1988, Kanstad 1990, Neville 1997). Eksperimentiniais tyrimais (Troxell *et. al.* 1958, Neville 1997) nustatyta, kad, didėjant vandens-cemento santykiui, įtempių lygiui bei apkrovos veikimo trukmei, valkšniosios deformacijos didėja. Apkraunant senesnio betono elementus bei esant didesniems jų skerspjūvio matmenims ir aplinkos drėgmei, valkšniosios deformacijos bus mažesnės.

Valkšniosioms deformacijoms didelę įtaką turi įtempių lygis. Kol įtempiai nesukelia betone mikro plyšių, valkšniosios deformacijos yra tiesiogiai proporcingos įtempiams, o valkšnumas vadinamas tiesiniu. Esant tiesiniam valkšnumui, betono deformacijų kreivė laiko atžvilgiu asimptotiškai artėja prie tam tikros ribos. Kai įtempiai viršija mikro plyšių susidarymo ribą, tą patį įtempių prieaugį atitinka vis didėjantis plastinių deformacijų prieaugis. Toks valkšnumas vadinamas netiesiniu. Pasireiškus netiesiniam valkšnumui betoninio elemento deformacijos nenutrūkstamai auga tol, kol elementas suyra.

Tiesinė priklausomybė tarp įtempių ir deformacijų galioja tuomet, kai veikiančių įtempių lygis $\sigma_c \leq \eta f_c(t_0)$, čia η – koeficientas atitinkantis proporcingumo ribą, kuomet tiesinė deformacija virsta netiesine; $f_c(t_0)$ – gniuždomojo betono stipris apkrovimo momentu. Riba tarp tiesinio ir netiesinio valkšnumo yra gana sąlyginė, kadangi kai kuriais atvejais netiesinė priklausomybė tarp deformacijų bei įtempių gali pasireikšti, esant ir žymiai mažesniam įtempių lygiui. Koeficientas η kinta labai plačiose ribose. Europos normose (CEN 2004) tiesinio valkšnumo sritį atitinka įtempiai $\sigma_c \leq 0,4f_{cm}$, čia f_{cm} – vidutinis betono gniuždomasis cilindrinis stipris.

Betono valkšniosios deformacijos apibūdinamos valkšnumo koeficientu $\phi(t, t_0)$, kuris nustatomas pagal išraišką:

$$\phi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_c(t, t_0)}{\varepsilon_e(t_0)}, \quad (1.3)$$

čia $\varepsilon_c(t, t_0)$ – valkšnioji deformacija stebimuoju laiko momentu t ; $\varepsilon_e(t, t_0)$ – trumpalaikė tamprioji deformacija, apkrovus elementą laiko momentu t_0 .

Nagrinėjant betoninių ar gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būvį laiko momentu t , būtina turėti analitinę betono tamprumo modulio $E_c(t, t_0)$ išraišką, kuri įvertina betono valkšniąsias deformacijas:

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \phi(t, t_0)}, \quad (1.5)$$

čia $E_c(t_0)$ – trumpalaikis betono tamprumo modulis.

Svarbu paminėti, kad visi išvardinti faktoriai yra susieti su gniuždomojo betono valkšnumu. Kai kuriais atvejais (pvz., nagrinėjant nesupleišėjusių plokščių deformacijas, tempiamuosius elementus) svarbus ir tempiamojo betono valkšnumas. Kadangi sudėtinga užtikrinti grynojo tempimo atvejį, eksperimentiniai tempiamųjų elementų valkšnumo tyrimai reikalauja ypatingo tikslumo. Tai lemia bandinio išcentravimą sukeliančios betono traukimosi deformacijos. Tyrimų metu turi būti užtikrintas tam tikras temperatūrinis-drėgminis režimas bei tolygus betono traukimosi deformacijų pasiskirstymas elemento skerspjūvyje. Dėl išvardintų priežasčių tempiamojo betono valkšnumas nebuvo plačiai nagrinėjamas. Jis nagrinėtas Illston (1965), Cook (1972), Brooks ir Neville (1977), Haugaard-Nielsen (1997), Iriya *et. al.* (2000), Aleksandrovskij (1973), Cholmianskij (1997), Rossi *et. al.* (2013), Forth (2014) darbuose. Minėtų autorių tyrimai atskleidė šias tempiamojo betono valkšnumo ypatybes bei esminius skirtumus nuo gniuždomojo betono valkšnumo:

- veikiant absoliutiniu didumu vienodam įtempių lygiui, valkšniosios tempiamo betono deformacijos yra didesnės nei gniuždomo; Aleksandrovskij (1973) pastebėjo, kad šis skirtumas gali sudaryti iki 70 %;
- gniuždomo betono valkšnumo kreivės pradiniam laiko periode auga tuo lėčiau, kuo vėliau apkraunamas elementas; tuo tarpu, tempiamųjų elementų valkšniųjų deformacijų augimo greitis nuo apkrovimo laiko nepriklauso;
- didėjant aplinkos drėgmei, gniuždomo betono valkšnumas mažėja, tačiau tempiamo betono valkšnumui aplinkos drėgmė įtakos praktiškai neturi;

- nukrovus tempiamą elementą valkšniosios deformacijos praktiškai neat-sistato; Iriya *et. al.* (2000) eksperimentinių tyrimų metu nustatė, kad tempimo deformacijų atsistatymas nepriklauso nuo veikiančių įtempių lygio.

Cook (1972) patvirtino ankstesnių mokslininkų iškeltą hipotezę, kad pa-grindinė tempiamųjų elementų valkšnumo priežastis – progresuojantis mikrop-leišėjimas. Kaip ir gniuždomojo valkšnumo atveju aiškos ribos, kai tempiamo betono valkšnumas tampa netiesiniu, nėra. Cook (1972) eksperimentuose netie-siškumas pasireiškė esant įtempių lygiui $(0,25-0,67)f_{ct}$. Aleksandrovskij (1973) teigimu, tempiamo betono valkšnumo deformacijos tiesiškai proporcingos įtem-piams beveik iki pat tempiamo betono ilgalaikio stiprio ribos. Brooks ir Neville (1977) darbe tiesinio valkšnumo riba atitiko įtempius $\sigma = 0,5f_{ct}$. Ją viršijus pasi-reiškė staigus tempimo deformacijų augimas. Hauggaard-Nielsen (1997) ban-dymuose tiesinė priklausomybė buvo gauta, veikiant įtempiams $\sigma \leq 0,6f_{ct}$. Tuo tarpu, esant įtempiams $\sigma = 0,8f_{ct}$ buvo pastebėtas žymus valkšniųjų deformacijų netiesiškumas.

Paminėti skirtumai yra daugiau teorinio pobūdžio, kadangi matematinio aparato supaprastinimui dažniausiai taikoma gniuždomojo bei tempiamojo beto-no valkšnumo charakteristikų lygumo prielaida. Visgi Aleksandrovskij (1973) bei Cholmianskij (1997) manymu, veikiant mažo lygio įtempiams, kai tempia-mosios zonos įtaka yra pakankamai didelė, priešingų ženklų deformacijoms mo-deliuoti reikėtų taikyti skirtingas kiekybines charakteristikas, kurių išraiškas galima rasti Cholmianskij (1997) ir Iriya *et. al.* (2000) darbuose.

Kol kas nėra sukurta vieningos valkšnumo teorijos. Kita vertus, net ir pa-siūlius tokią teoriją, dėl daugybės ilgalaikėms deformacijoms įtakos turinčių veiksnių bei fizikinės valkšnumo kilmės skirtumų ją pritaikyti būtų gana sudė-tinga.

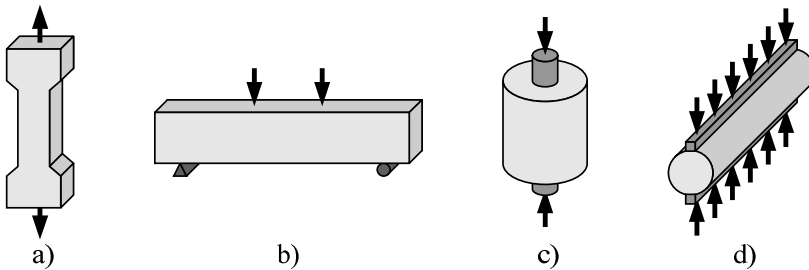
1.2. Medžiagų fizikinės ir mechaninės savybės

Supleišėjusio armuoto betoninio elemento elgsena priklauso nuo daugelio efek-tų, tokių kaip, skirtumas tarp armatūros ir betono stiprumo bei deformatyvumo savybių, betono pleišėjimo, armatūros ir betono tarpusavio sąveikos ir t. t. Net veikiant mažoms apkrovoms elgsena gali būti netiesinė, kuri apsunkina armuotų betoninių elementų deformacijų apskaičiavimą. Šiame poskyryje apžvelgiamos tempiamo betono ir armatūros fizikinės ir mechaninės savybės. Analizuojami tempiamojo betono stiprio nustatymo eksperimentiniai būdai bei įvairiose pro-jektavimo normose pateikti metodai.

1.2.1. Betonas

Tempiamasis betono stipris yra sąlyginai mažas. Skirtumas tarp gniuždymo ir tempimo įtempių betone gali kisti nuo 10 iki 20 kartų. Tai lemia, kad praktikoje, atliekant elementų iš konstrukcinio betono stiprumo skaičiavimus, įprasta nevertinti tempiamojo betono stiprio. Vis dėlto tempiamasis betono stipris yra vienas iš pagrindinių veiksnių, lemiančių gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimą.

Tempiamojo betono stiprio nustatymo metodai, dėl sunkumų suteikiant elementui centrišką apkrovą, yra daug problematiškesni nei gniuždomojo betono stiprio nustatymo būdai. Eksperimentinių tempiamojo betono stiprio reikšmių interpretavimą apsunkina didelis rezultatų išsibarstymas. Paprastai, tempiamasis betono stipris gali būti nustatytas atliekant ašinio tempimo bandymus (1.3a pav.). Per daugelį metų, specialūs griebtai ir speciali bandinio forma (kaulo forma) buvo pagaminta siekiant išvengti įtempių koncentracijos, tačiau šis būdas retai naudojamas. Dažniausiai tempiamasis betono stipris nustatomas netiesiogiai naudojant įvairias metodikas (1.3b–1.3d pav.): lenkimo bandymas (lūžio modulio nustatymas), dvigubo spaudimo arba skėlimo bandymai.



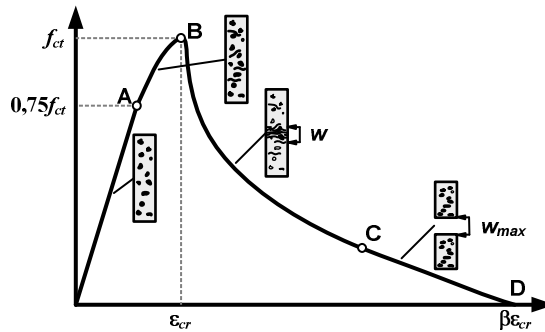
1.3 pav. Tempiamojo stiprio nustatymo būdai: a) ašinis tempimas; b) lenkimo arba lūžio modulio nustatymas; c) dvigubas spaudimas; d) cilindro skėlimas

Fig. 1.3. Tension tests: a) direct tension test; b) bending or modulus of rupture test; c) double punch test; d) split cylinder test

Netiesioginiais bandymais nustatant tempiamąjį betono stiprį naudojamos tam tikros prielaidos apie įtempių lygį bandinyje prie nustatytos suirimo apkrovos. Būtina paminėti, kad tempiamasis stipris iš lenkimo ar skėlimo bandymų nustatomas priėmus prielaidą, kad betonai yra tampriai tiesinė medžiaga iki pat suirimo. Nors mokslininkai sako, kad artėjant prie suirimo apkrovos, įtempių ir deformacijų diagrama tampa netiesinė (Karihaloo 1995, Zeng *et al.* 2001).

Ašinė jėga tempiamas betonai dirba tampriai, kol įtempiai pasiekia $0,75f_{ct}$ (1.4 pav., taškas A). Dėl ties $0,75f_{ct}$ riba prasidėjusio mikro pleišėjimo diagramos dalis AB tampa netiesinė. Pasiekus maksimalius įtempius f_{ct} ir juos atitinkančias pleišėjimo deformacijas ε_{cr} , mikro plyšiai jungiasi į vieną ir įtempiai

pradedą mažėti (BC). Betoną dėl užpildo susikabinimo ir trinties efekto diagramos dalyje CD dar atlaiko įtempius, kol pasiekiamas maksimalus plyšio plotis w_{max} (1.4 pav.).



1.4 pav. Tempiamo betono fizikinė priklausomybė
Fig. 1.4. Stress-strain response of concrete in tension

Nearmuotų betoninių bandinių įtempių ir deformacijų diagramos krentančiosios dalies (1.4pav., BD) tyrimų autoriai Hughes ir Chapman (1966), Evans ir Marathe (1968), Lemitzer *et al.* (2008) nustatė, kad maksimalios deformacijos $\beta\epsilon_{cr}$ gali viršyti ϵ_{cr} net 30 kartų. Tempiamojo betono elgseną taip pat tyrė Notkus (1982), Darwin *et al.* (2001), Liu *et al.* (2008).

Praktikoje dažniausiai taikomas tempiamojo betono stiprio nustatymas pagal empirines išraiškas, kurių pagrindas yra gniuždomasis betono stipris f_{cm} . Pagal Europos projektavimo normas (EC2) (CEN 2004) tempiamasis betono stipris 28 dieną apskaičiuojamas pagal išraiškas:

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,30(f_{cm} - 8)^{2/3}, & f_{cm} \leq 58 \text{ MPa}; \\ 2,12 \ln(1 + f_{cm} / 10), & f_{cm} > 58 \text{ MPa}. \end{cases} \quad (1.2)$$

Išraiškose f_{cm} yra cilindrinis gniuždomasis betono stipris, kai $t = 28$ d. Esant kitam betono amžiui taikomos šios išraiškos:

$$f_{ct}(t) = \begin{cases} \beta \cdot f_{ctm}, & t < 28 \text{ dienos} \\ \beta^{2/3} f_{ctm}, & t > 28 \text{ dienos} \end{cases}; \quad \beta = \exp\left[s\left(1 - \sqrt{28/t}\right)\right]. \quad (1.3)$$

Čia t – betono amžius dienomis, s – koeficientas, priklausantis nuo cemento rūšies (normaliai kietėjančiam cementui jis yra lygus 0,25).

SP 52-101 projektavimo normose visais atvejais taikoma tempiamojo betono stiprio priklausomybė priklausanti nuo gniuždomojo betono stiprio f'_c atitinkamą dieną:

$$f_{ct} = 5,5 \cdot f'_c / (49,7 + f'_c), \quad 10 \leq f'_c \leq 62 \text{ MPa.} \quad (1.4)$$

Tuo tarpu Amerikos (ACI 318-08 ir ACI 435R-95) normose naudojama lūžio modulio koncepcija:

ACI 318-08:

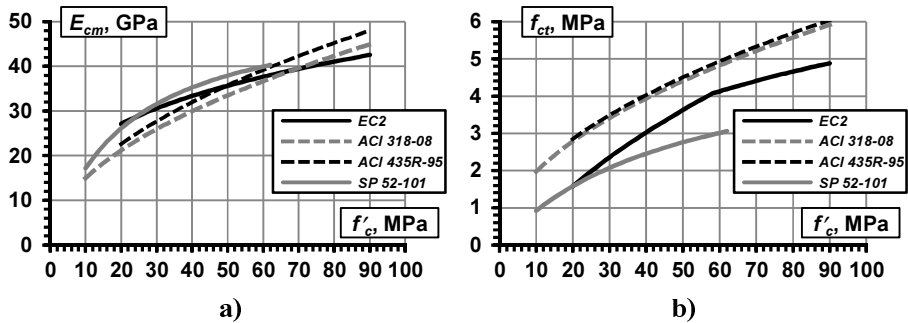
$$f_r = 0,623 \cdot (f'_c)^{0,5}, \quad f'_c \leq 138 \text{ MPa.} \quad (1.5)$$

ACI 435R-95:

$$f_r = 0,013 \cdot (\rho_c \cdot f'_c)^{0,5}, \quad 20 \leq f'_c \leq 90 \text{ MPa.} \quad (1.6)$$

čia ρ_c – betono tankis.

Pagal projektavimo normų išraiškas gauti tempiamojo betono stiprio rezultatai pateikti 1.5b paveiksle.



1.5 pav. Savybių a) tamprumo modulio ir b) tempiamojo stiprio nustatymas pagal projektavimo normas:

Fig. 1.5. Predictions of the a) elastic modulus and b) the tensile strength by the code models

Betono tamprumo modulis, kaip ir tempiamasis betono stipris, empirinėse projektavimo normų priklausomybėse siejamas su gniuždomojo betono stipriu f_c . EC2 normose, tamprumo modulis nustatomas remiantis 28 dieną nustatytu cilindrinio gniuždomojo betono stipriu f_{cm} :

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}, \quad 20 \leq f_{cm} \leq 90 \text{ MPa.} \quad (1.7)$$

Esant kitam betono amžiui, tamprumo modulis nustatomas, pagal išraišką:

$$E_{cm}(t) = \beta^{0,3} E_{cm}, \quad (1.8)$$

kur koeficientas β nustatomas taikant tą pačią (1.3) išraišką, kaip ir skaičiuojant tempiamąjį betono stiprį, kai $t > 28$ dieną.

Kitose šiame skirsnyje aptariamose projektavimo normose nėra naudojamas nuo betono amžiaus priklausantis koeficientas:

SP 52-101:

$$E_c = 54300 \cdot f'_c / (21,6 + f'_c). \quad (1.9)$$

ACI 318-08:

$$E_{cm} = 4734 \cdot (f'_c)^{0,5}. \quad (1.10)$$

ACI 435R-95:

$$E_{cm} = 0,043 \cdot \rho_c^{1,5} \cdot (f'_c)^{0,5}. \quad (1.11)$$

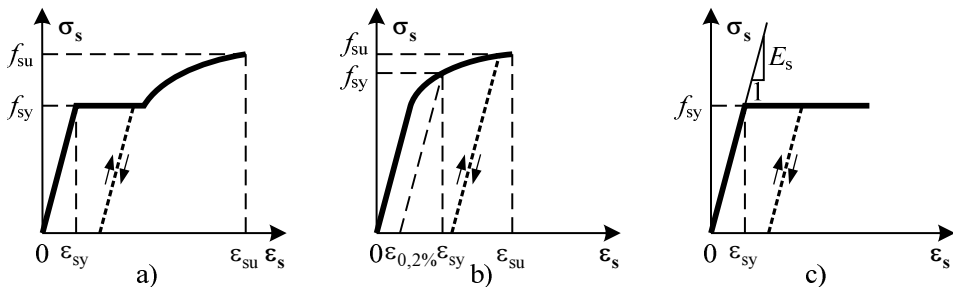
Projektavimo normų *EC2*, *SP 52-101*, *ACI 318-08* ir *ACI 435R-95* tempiamojo betono stiprio priklausomybėse galima pastebėti skirtumų Gribniak (2013). Atlikus šių projektavimo normų palyginimą nustatyta, kad dėl skirtingos tempiamojo stiprio koncepcijos *ACI* projektavimo normos duoda žymiai didesnes tempiamojo betono stiprio reikšmes, nei kitos normos (*EC2* ir *SP 52-101*). Tuo tarpu, nustatant betono tamprumo modulį pagal skirtingas projektavimo normas, didelių skirtumų nepastebėta (1.5a pav.). Nors tamprumo modulis normose nustatomas taikant panašias priklausomybes kaip ir betono tempiamąjį stiprį f_{ct} .

1.2.2. Armatūra

Armatūros strypai armuoto betono konstrukcijose naudojami siekiant padidinti konstrukcijų laikomąją galią ir plastiškumą. Tinkamumo ribinio būvio atžvilgiu, armatūra naudojama siekiant sumažinti trumpalaikes ir ilgalaikes konstrukcijos deformacijas bei kontroliuoti jų pleišėjimą.

Gelžbetoniniai elementai projektuojami taip, kad jų irtis įvyktų pasiekus armatūros takumo ribą. Įprastai, takumo įtempių riba yra 400-600 MPa. Projektuojant gelžbetonines konstrukcijas itin svarbu atsižvelgti į elementų deformacijas, kurios priklauso nuo armatūros tamprumo modulio (Sigrist 1995). Kuo didesnis tamprumo modulis, tuo plastiškesnė elemento elgsena, t. y. konstrukcinio elemento irtis nėra trapi (staigi). Dėl to armatūros plastiškumas yra nemažiau svarbus už jos stiprumą.

Egzistuoja du pagrindiniai plieninių armatūros strypų tipai (karštai valcuoti ir šaltai formuoti) (Kaufmann 1998). Kaip parodyta 1.6a pav., karštai valcuotas, mažaanglis plieninis strypas, veikiamas tempimo jėgos, tampriai deformuojasi iki takumo ribos (f_{sy}). Pasibaigus takumo aikštelei, pasireiškia medžiagos sustiprėjimas, o diagramos pabaigoje įvyksta staigi medžiagos irtis. Šaltai formuotų armatūros strypų įtempių-deformacijų diagramoje nėra aiškios takumo ribos (1.6b pav.). Po tampriosios diagramos dalies iš karto prasideda medžiagos sustiprėjimas, kuris baigiasi staigia medžiagos irtimi. Tokiais atvejais naudojama sąlyginė takumo riba, kuri yra nustatoma ties 0,2 % liekamųjų deformacijų riba.



1.6 pav. Armatūros įtempių ir deformacijų diagramos: a) karštai valcuoti strypai; b) šaltai formuoti strypai; c) tamprios ir plastinės medžiagos modelis (Gribniak 2009)

Fig. 1.6. Stress-strain characteristic of reinforcement: a) hot-rolled, heat-treated steel; b) cold-worked steel; c) ideally-plastic material model (Gribniak 2009)

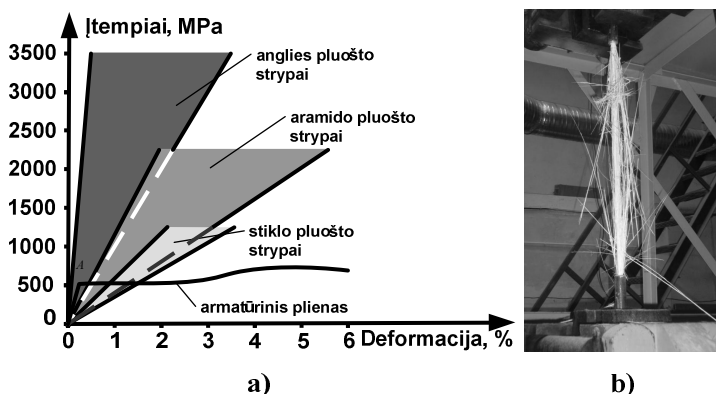
Projektuojant gelžbetonines konstrukcijas armatūra paprastai laikoma tampria-plastine medžiaga, o f_{sy} reikšmė nusako medžiagos stiprumą. Idealizuota tokios medžiagos diagrama pateikta 1.6c paveiksle.

Vienas didžiausių įprastų gelžbetoninių konstrukcijų trūkumų – jų pleišėjimas, dažnai lemiantis plieninės armatūros korozijos vystymąsi. Tai paskatino statybinių konstrukcijų projektuotojus ir eksploatuotojus ieškoti alternatyvių medžiagų, kurios būtų atsparios korozijai, ilgaamžės ir ekonomiškos. Šiuo požiūriu kompozitinė armatūra yra viena iš įprastinės plieninės armatūros alternatyvų.

Iš 1.7a paveikslą matyti, kad plieninės armatūros stipris yra iki 7 kartų mažesnis už kompozitinės, tačiau ribinės deformacijos irimo metu yra didesnės. Skiriasi ir šių armatūrų mechaninės savybės (1.1 lentelė) bei elgsena tempiant. Gelžbetoninėms konstrukcijoms naudojami plieno strypai turi aiškią plastinę stadiją. Veikiant tempimo įtempimams jie tampriai deformuojasi iki takumo (paprastas plienas) arba sąlyginės takumo ribos (stiprusis plienas), o vėliau suyra plastiškai (1.7a pav.). Kompozitiniai strypai iki pat suirimo deformuojasi tampriai, o suyra trapiai (1.7b pav.).

1.1 lentelė. Kompozitinės ir plieninės armatūros savybės**Table 1.1.** Properties of FRP and steel reinforcement

Savybė	Medžiaga			
	Plienas	Stiklo pluoštas	Anglies pluoštas	Aramido pluoštas
Tamprumo modulis išilgai pluošto, GPa	200	35–60	100–580	40–125
Tempiamasis stipris, MPa	450–700	450–1600	600–3500	1000–2500



1.7 pav. Kompozitinė ir plieninė armatūra: a) įtempių ir deformacijų diagramos; b) stiklo pluošto armatūros trapus irimas

Fig. 1.7. Stress-strain diagrams of a) FRP and steel reinforcement and b) brittle behaviour of GFRP bar

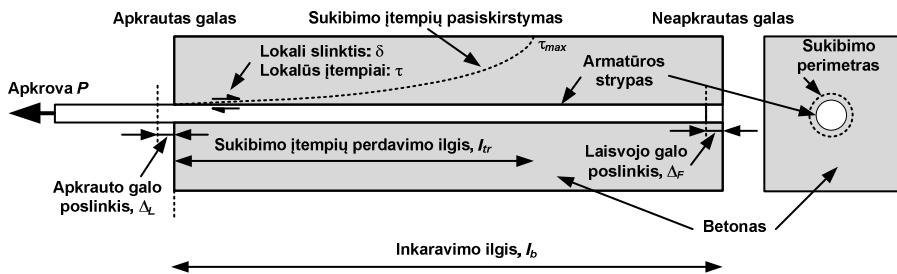
Statybinėms konstrukcijoms kompozitinė armatūra pradėta naudoti prieš kelis dešimtmečius. Prireikė dar kelių dešimtmečių, kol buvo išstbulinta kompozitinės armatūros gamybos technologija, iš dalies išspręsti jos sąveikos su betonu klausimai (Malvar 1995, Benmokrane *et al.* 1996, Ehsani *et al.* 1997, Achillides and Pilakoutas 2004, Sundararaja and Rajamonhan 2009), parengtos projektavimo rekomendacijos, o svarbiausia – iki konkurencingos sumažinta kompozitinės armatūros kaina.

1.2.3. Armatūros ir betono sąveika

Gelžbetoninėse konstrukcijose betono ir armatūros sąveika per sukibimo įtempius (1.8 pav.) armatūroje veikiančias išilgines jėgas leidžia perduoti ją supančiam betonui. Pradėjus elementui pleišėti armatūra praslysta (1.8 pav.) ją supan-

čio betono atžvilgiu. Šis reiškinys pasireiškia tose vietose, kur armatūros ir betono deformacijos skiriasi. Dėl įtempių perdavimo ruožuose tarp plyšių jėga, veikianti armatūroje ir betone, yra kintanti. Sukibimo įtempių susidarymas yra sudėtingas betono ir armatūros sąveikos procesas, apimantis tris pagrindinius reiškinius: adheziją (cheminį sukibimą), trintį ir mechaninį sukibimą.

Adhezija – traukos jėgos, susidarancios tarp skirtingo tipo molekulių. Kai armatūros strypas yra betone, adhezija pasireiškia tarp cemento matricos ir armatūros paviršiaus. Konstrukciniu požiūriu tai nėra patikima sukibimo dedamoji (jai tenka apie 10 % sukibimo jėgos), kadangi cheminės tarp molekulinės jungtys suardomos esant labai mažiems poslinkiams. Suičius cheminiams ryšiams (*adhezijai*) tarp armatūros ir betono pasireiškia *trinties jėga*. Ši sukibimo dedamoji veikia tol, kol armatūros strypas nėra visiškai ištraukiamas. Trinties jėgos dydis (15–20 % sukibimo jėgos) priklauso nuo armatūros paviršiaus šiurkštumo bei strypo skersinio apspaudimo. Pati efektyviausia sukibimo dedamoji (apie 70–75 % sukibimo jėgos) yra *mechaninis sukibimas*, susidarantis tarp armatūros rumbelių ir betono.



1.8 pav. Sukibimo įtempių kitimas

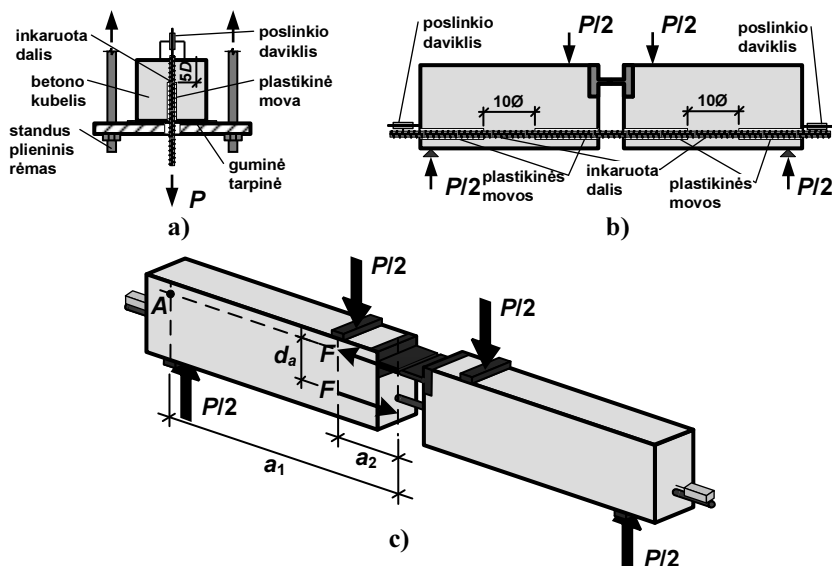
Fig. 1.8. Bond stress distribution

Sukibimo kokybė lemia armatūros inkaravimo ir užleistinių sandūrų ilgį, plyšio plotį, atstumą tarp plyšių ir bendras konstrukcijos deformacijas. Betono ir armatūros sąveikos kokybei turi įtakos įvairūs veiksniai ir parametrai: armatūros tipas ir forma, betono kokybė, armatūros ir betono įtempių būvis, technologiniai ir konstrukciniai veiksniai. Minėtų veiksnių įtaka nustatoma analizuojant eksperimentinių tyrimų rezultatus.

Eksperimentiniams armatūros ir betono sąveikos tyrimams taikomi įvairaus inkaravimo ilgio bandiniai (Bakis *et al.* 1998.). Dažniausiai sukibimo įtempių ir slinkties priklausomybės nustatomos, kai įbetonuotoji strypo dalis neviršija 5–10D (čia D – armatūros skersmuo). Literatūroje tokia įbetonuoto strypo dalis apibrėžiama trumpo inkaravimo ilgio sąvoka. Tuomet sukibimo įtempiai per visą inkaravimo ilgį yra pasiskirstę tolygiai. Trumpo inkaravimo ilgio strypuose vi-

suomet susidaro laisvojo (t. y. neapkrautojo) armatūros galo slinktis, todėl eksperimentais įmanoma nustatyti laisvojo galo slinktį ir vidutinių sukibimo įtempių τ – s funkciją.

Trumpo inkaravimo ilgio bandiniams taikomi du pagrindiniai vidutinių sukibimo įtempių – slinkties priklausomybės nustatymo metodai: ištraukimo (1.9a pav.) ir sijos bandymai (1.9b pav.).



1.9 pav. Sukibimo įtempių ir slinkties priklausomybių eksperimentinės nustatymo schemas: a) ištraukimo bandymas; b) ir c) sijos bandymas

Fig. 1.9. Schemes of a) pull-out and (b, c) bending bond tests

Pirmuoju atveju (1.9a pav.), vidutiniai sukibimo įtempiai apskaičiuojami veikiančią apkrovą P dalinant iš armatūros ir betono sąlyčio ploto:

$$\tau_m = \frac{P}{\pi l_b D}, \quad (1.7)$$

čia P – apkrova; l_b – inkaravimo ilgis ir D – strypo skersmuo.

Vidutinių sukibimo įtempių nustatymo lenkiamuosiuose elementuose schema pateikta 1.9c paveiksle. Kai elementas yra veikiamas išorine jėga $P/2$, dėl armatūros ir betono sąveikos inkaravimo ilgyje l_b armatūroje atsiranda jėga F . Ši jėga išreiškiama iš lenkimo momentų pusiausvyros sąlygos apie tašką A (1.9c pav.):

$$F = \frac{P}{2d_a}(a_1 - a_2), \quad (1.8)$$

čia d_a , a_1 ir a_2 yra atstumai nurodyti 1.9c paveiksle. Tuomet vidutiniai sukibimo įtempiai apskaičiuojami pagal šią išraišką:

$$\tau_m = \frac{F}{\pi l_b \varnothing} = \frac{P(a_1 - a_2)}{2d_a \pi l_b \varnothing}. \quad (1.9)$$

Žinant slinkties ir vidutinių sukibimo įtempių reikšmes, gaunamas sukibimo dėsnis, nusakantis ryšį tarp susidarančios slinkties ir vidutinių sukibimo įtempių trumpame strypo inkaravimo ruože. Pagrindinis lenkiamosios sijos bandymo pranašumas yra tas, kad bandinyje sukuriamas įtempių būvis, kai tiek armatūra, tiek aplinkui esantis betonas yra tempiami.

Nagrinėjant armatūros ir betono sąveiką, svarbu atsižvelgti į ilgalaikės apkrovos poveikį. Yra tik keletas eksperimentinių programų, kuriose nagrinėtas ilgalaikio sukibimo efektas. Pasak Wu (2010), veikiant ilgalaikiai apkrovai, betono valkšnumas gali sukelti papildomą armatūros praslydimą. Valkšnumas mažina kylančiosios vidutinių sukibimo įtempių ir slinkties diagramos dalies standumą. Šį sukibimo aspektą, pasireiškiantį betono ir armatūros kontakto zonoje, analizavo mokslininkai Franke (1976) ir Svensvik (1981).

Rostasy ir Kepp (1982) bandė charakterizuoti sukibimo valkšnumo (angl. *bond creep*) parametrus, atlikdami ištraukimo bandymus veikiant pastoviai apkrovai. Bandymo programoje elementai buvo suskirstyti pagal betono stiprį, sukibimo įtempių istoriją ir santykinį strypo rumbelių plotą. Išanalizavę gautus rezultatus padarė išvadą, kad sukibimo valkšnumas nepriklauso nuo betono stiprio ir sukibimo įtempių lygio. Be to, sukibimo valkšnumo senėjimo efektas gali būti nevertinamas, jei pirmojo apkrovimo metu betono amžius didesnis nei 35 dienos. Koch ir Balazs (CEB Bulletins 1990) pasiūlė idėją, kad nuo laiko priklausantis praslydimas tuo didesnis, kuo didesnė ištraukimo jėga. Tai parodo, kad ilgalaikis praslydimas yra susijęs su vidiniais ir išoriniais poveikiais (temperatūra, drėgmė ir kt.). Sato (Sato *et al.* 1998) atliko skaitinę lenkiamųjų sijų analizę taikydamas supleišėjusio tempiamojo betono, irimo energijos bei sukibimo valkšnumo netiesines kitimo priklausomybes. Panaudoti modeliai iš esmės neprieštaravo ankstesnių tyrimų išvadoms, pateiktoms literatūroje, o gauti rezultatai gana gerai koreliavo su eksperimentiniais.

Pakankamai ilguose elementuose (1500 mm) sukibimo praradimas bėgant laikui labiausiai priklauso nuo betono laisvojo traukimosi deformacijų, o sukibimo valkšnumas yra tik antrinis efektas (Wu 2010). Jei traukimosi deformacijų suvaržymas bus pakankamai didelis (pvz., elementas turės didelį armavimo procentą), tuomet atsivers plyšiai, kurie sukels vietinį sukibimo įtempių mažėjimą.

Pasak Koch ir Balazs (CEB Bulletins 1990), ši procesą dar labiau komplikuoja tai, kad jis yra susijęs su armatūros ir betono įtempių lygiu.

Balazs *et al.* (CEB Bulletins 1990) atlikti ilgalaikiai ištraukimo (angl. *pull-out*) bandymai parodė, kad apkrovimo istorija beveik neturėjo įtakos galutinio praslydimo dydžiui, o slinkties priklausomybės nuo laiko diagrama atrodė taip pat, kaip Beeby ir Scott (2002) gautos deformacijų diagramos. Praslydimas veikiant ilgalaikiai nekintamai apkrovai stabilizuodavosi vidutiniškai per 14 dienų.

Dauguma literatūroje aprašytų eksperimentinių duomenų gauti bandant elementus, kuriuose armatūros inkaravimo ilgis yra daug mažesnis nei atstumas tarp plyšių. Eksperimentinių duomenų rezultatai neparodo dėl betono traukimosi ir pleišėjimo atsirandančio vietinio sukibimo pažeidimo. Wu (2010) mano, kad universaliame ilgalaikiame sukibimo įtempių ir slinkties modelyje turėtų būti įvertinti sukibimo nuostoliai, susidarantys dėl betono laisvojo traukimosi deformacijų.

Atlikus analizę galima teigti, kad armatūros ir betono sąveika yra pagrindinis veiksnys, lemiantis tempiamojo sustandėjimo efektą. Veikiant tiek trumpalaikiai, tiek ilgalaikiai apkrovoms, viena iš tempiamojo sustandėjimo mažėjimo priežasčių yra betono pažeidimas sukibimo zonoje.

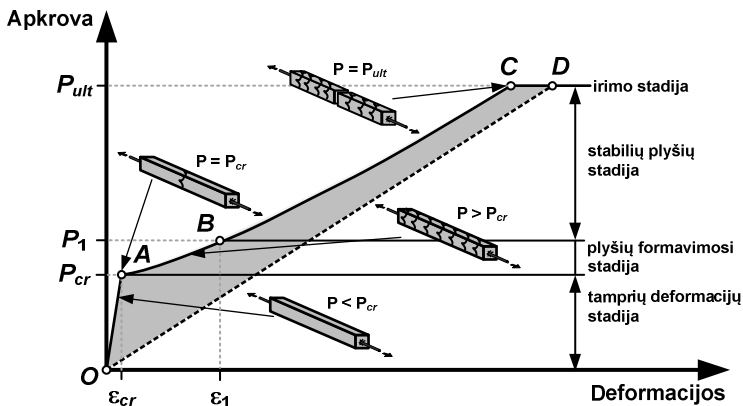
1.3. Tempiamasis sustandėjimas

Betonas turi mažą tempiamąjį stiprį, todėl jis pleišėja. Veikiant apkrovai, atsiranda makro plyšiai, armatūra praslysta betone, o rumbelių vietose betone atsiranda lokalūs plyšiai (1.10 pav.). Praslydus armatūrai, kontakto zonoje atsiranda šlyties įtempiai, kurie yra perduodami betonui. Tokiu būdu ruožuose tarp didžiųjų plyšių betonas perima tempimo įtempius, o gelžbetoninio elemento standumas padidėja. Tokia armatūros ir betono sąveika vadinama tempiamuoju sustandėjimu (angl. *tension stiffening*) (Bond of Reinforcement in Concrete 2000, Maekawa *et al.* 2003, Kaklauskas *et al.* 2012). Netinkamai įvertinus šį reiškinį, gali būti daromos didelės (virš 100 %) deformacijų apskaičiavimo paklaidos. Nagrinėjamos mokslinės problemos sudėtingumą rodo tai, kad JAV, Rusijoje, Japonijoje ir Europoje taikomi skirtingi projektavimo normų metodai.

Vis dažniau statybos konstrukcijų projektavimui taikomi skaitiniai (dažniausiai baigtinių elementų) metodai. Nors pastaraisiais dešimtmečiais pasiekta didžiulė pažanga tobulinant skaitinių metodų matematinį aparatą, jų fizikiniai modeliai daugeliu atveju nėra pakankamai tikslūs. Dėl šios priežasties skaitiniais metodais gauti rezultatai labai skiriasi nuo projektavimo normų rezultatų. Išvada – iki šiol pasaulyje nėra vieningų ir tarpusavyje suderintų deformacijų apskaičiavimo teorijų. Šiuo metu pasaulyje taikomos keturios pagrindinės armatūros ir betono sąveikos modeliavimo koncepcijos: 1) empirinėmis išraiškomis

pagrįsti normų metodai; 2) metodai, kuriuose tempiamasis sustandėjimas modeliuojamas armatūros įtempių ir deformacijų diagramomis; 3) metodai, kuriuose tempiamasis sustandėjimas modeliuojamas tempiamojo betono vidutinių įtempių ir deformacijų diagrama; ir 4) diskretaus pleišėjimo modeliai, pagrįsti šlyties įtempių kontakto zonoje ir armatūros praslydimo dėsniais.

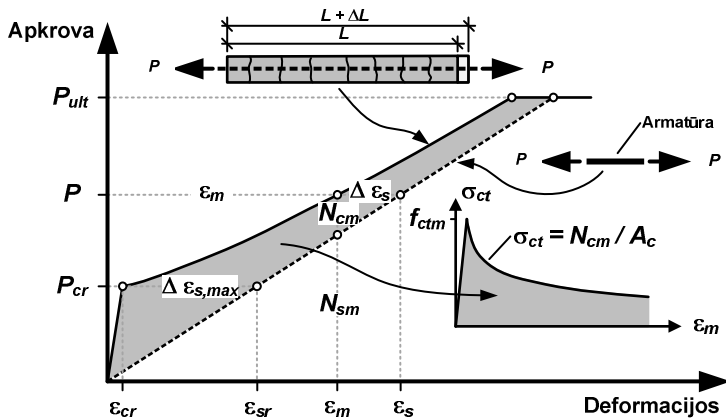
Kaip parodyta 1.10 paveiksle, kol tempimo jėga yra sąlyginai maža, betonas ir armatūra yra visiškai sukibę ir deformuojasi tampriai, nes šioje stadijoje poslinkis yra proporcingas veikiančiai jėgai. Apkrovai padidėjus iki P_{cr} , įtempiai betone pasiekia tempiamąjį stiprį ir atsiveria pirmasis plyšys. Toliau net mažas apkrovos prieaugis sukelia naujų plyšių formavimąsi. Atsiveriant kiekvienam naujam plyšiui elementas staigiai pailgėja. Tai tęsiasi iki tam tikros apkrovos P_1 , kurią pasiekus elementas būna visiškai supleišėjęs ir nauji plyšiai susidaryti nebegali. Ši stadija vadinama stabilių plyšių stadija. Pasiekus apkrovą P_{ult} , viename iš plyšių armatūra pradeda deformuotis plastiškai ir gelžbetoninis elementas suyra.



1.10 pav. Gelžbetoninio elemento pleišėjimo stadijos

Fig. 1.10. Cracking stages of reinforced concrete element in tension

Tempiamojo sustandėjimo reiškiniui įvertinti sudaromas vidutinių betono įtempių ir vidutinių deformacijų priklausomybių grafikas (1.11 pav.). Jis gaunamas pertvarkius gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafiką, atimant armatūros perimamą tempimo jėgos dalį, o likusią, kurią perima betonas (pažymėtas plotas), padalinant iš jo skerspjūvio ploto. Tokie veiksmai galimi dėl armatūros tiesinio deformavimosi charakterio ir žinomų jos mechaninių savybių.



1.11 pav. Gelžbetoninio elemento tempiamojo sustandėjimo efektas
Fig. 1.11. Tension stiffening effect

Vidutinių betono įtempių ir vidutinių deformacijų priklausomybės diagrama, kuri taikoma supleišėjusio gelžbetonio elementų deformacijų analizei, parodo, kokią įtempių dalį ruožuose tarp plyšių perima betonas.

1.3.1. Tempiamasis sustandėjimas veikiant trumpalaikiai apkrovai

Egzistuoja daug fizikinių modelių, aprašančių gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo efektą (CEB-FIP Model Code 1978, Bischoff 1983, Vecchio and Collins 1986, CEB-FIP Model Code 1990, Collins and Michell 1991, Fields and Bischoff 2004, Kaklauskas 2004, Beeby *et al.* 2005, Ng *et al.* 2010, Sokolov 2010, CEB-FIP Model Code 2010). Daugelis jų paremti tempiamojo betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama. Keletas šių modelių yra pateikta 1.12 paveiksle.

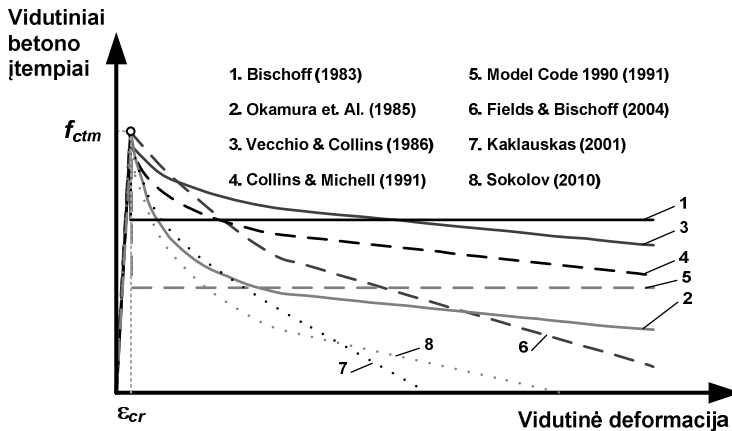
Tempiamojo betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama (1.12 pav.) yra skirstoma į kylančiąją ir krentančiąją dalis. Kylančiąją dalimi įvertinama tamprė tempiamojo betono elgsena:

$$\sigma_{ct} = E_c \varepsilon_m, \text{ kai } \varepsilon_m \leq \varepsilon_{cr}, \quad (1.9)$$

čia σ_{ct} ir ε_m – atitinkamai vidutiniai betono įtempiai ir deformacija.

Krentančioji dalis apibūdina tempiamojo betono elgseną jam supleišėjus. Visi pasiūlytieji modeliai (1.12 pav.) skirti netiesinei tempiamojo betono elgsenai apibūdinti. Dauguma šių modelių gauti remiantis centriškai tempiamų ar

muotų elementų eksperimentinių tyrimų rezultatais. Ašinio tempimo bandymas leidžia pakankamai tiksliai nustatyti tempiamąjį sustandėjimą.



1.12 pav. Tempiamojo sustandėjimo modeliai

Fig. 1.12. Tension stiffening models

Remiantis literatūra, yra daug faktorių (betono stipris, armatūros skersmuo, valkšnumas ir betono traukimas), lemiančių tempiamojo betono elgseną armuotame elemente. Vis dėlto minėtuose eksperimentiniuose tyrimuose nebuvo vertintas betono valkšnumas ir traukimas prieš apkrovimą, kurie gali labai stipriai lemti bandymo rezultatus (Bischoff 2001). Dėl šios priežasties dauguma iš atliktų eksperimentinių tyrimų tampa abejotino patikimumo. Tempiamojo sustandėjimo mažėjimas labiausiai priklauso nuo sukibimo praradimo ir betono pleišėjimo, o abu šie efektai priklauso nuo betono traukimosi. Betono traukimas dėl naujų plyšių formavimosi gali sukelti reikšmingą atsivėrusių plyšių pločio padidėjimą bei vidutinio atstumo tarp plyšių sumažėjimą (Nejadi and Gilbert 2004). Labai svarbu, kad betono traukimosi deformacija būtų vertinama ne tik nagrinėjant ilgalaikes elemento deformacijas, bet ir prieš apkraunant elementą trumpalaikę apkrovą.

Tempiamojo sustandėjimo įvertinimas yra vienas iš pagrindinių faktorių, lemiančių pagal projektavimo normas apskaičiuotų deformacijų atitikimą eksperimentinių tyrimų rezultatams.

Tempiamas gelžbetoninis elementas deformuosis tamptariai iki pleišėjimo apkrovos (1.11 pav.):

$$P_{cr} = f_{ct}(A_c + nA_s), \quad (1.10)$$

čia f_{ct} – tempiamasis betono stipris; A_s ir A_c – atitinkamai, armatūros ir betono skerspjūvių plotai; $n = E_s / E_c$; E_s – armatūros tamprumo modulis; E_c – betono tamprumo modulis.

Pleišėjimo apkrovą atitinkanti deformacija apskaičiuojama taip:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{P_{cr}}{E_c(A_c + nA_s)}. \quad (1.11)$$

Kai pasiekama pleišėjimo apkrova plyšio atsivėrimo vietoje visą tempimo jėgą perima armatūra. Staigus įtempių padidėjimas armatūroje lemia žymų vidutinių deformacijų šuolį $\Delta\varepsilon_{s,\max}$ (1.11 pav.), kuris lygus:

$$\Delta\varepsilon_{s,\max} = \frac{f_{ct}}{\rho E_s}, \quad (1.12)$$

čia ρ – armavimo koeficientas, kuris lygus A_s / A_c .

Vidutinė deformacija prie apkrovos $P > P_{cr}$ yra lygi vidutinei deformacijai armatūroje, kuri yra tokia pati kaip ir supleišėjusiam tempiamame elemente:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s - \Delta\varepsilon_s = \varepsilon_s - \beta \Delta\varepsilon_{s,\max}, \quad (1.13)$$

čia β – koeficientas, kuris kinta tarp 0 (kai armatūros ir betono sukibimo visiškai nėra) ir 1 (iki pirmojo plyšio atsivėrimo) ir įvertina armatūros deformacijų kitimą visame elemento ilgyje.

Tokį požiūrį į tempiamąjį sustandėjimą 1951 metais pristatė Jonson (1951) šiek tiek kita forma:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{E_s} \left(f_s - \beta \frac{f_{ct}}{\rho} \right), \quad (1.14)$$

čia f_s – armatūros įtempiai plyšio atsivėrimo vietoje, o β koeficiento reikšmė buvo priimta pastovi ir lygi 0,5.

Rao (1966), Rostasy, Koch ir Leonhardt (1976) pasiūlė koeficiento β išraišką ($\beta = f_{sr} / f_s$, kur $f_{sr} = P_{cr} / A_s$). Pritaikius koeficiento pakeitimą ir pertvarkius 1.14 išraišką gaunama tokią vidutinių deformacijų apskaičiavimo išraišką:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left(1 - \frac{1}{1 + n\rho} \frac{f_{sr}^2}{f_s^2} \right) = \varepsilon_s \left(1 - \frac{f_{sr}^2}{f_s^2} \right) + \varepsilon_{cr} \frac{f_{sr}}{f_s}. \quad (1.15)$$

Šios išraiškos pagrindas buvo panaudotas gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normose Model Code 1978 (CEB-FIP Model Code 1978). Siekiant supaprastinti 1.15 išraišką buvo atsisakyta dalies priklausančios nuo pleišėjimo deformacijų:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left(1 - \frac{f_{sr}^2}{f_s^2} \right). \quad (1.16)$$

Naujesnėse Model Code versijose (CEB-FIP Model Code 1990 ir CEB-FIP Model Code 2010) deformacijų skaičiavimui (1.13 formulė) vėl taikoma pastovių ($\beta = 0,4$) santykinių įtempių reikšmė supleišėjusio elemento stadijoje (1.10 pav.). Europos gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normos EC2 (CEN 2004) sudarytos projektavimo normų Model Code 1978 (CEB-FIP Model Code 1978) pagrindu.

Europos normose (CEN 2004) tempiamųjų elementų vidutinių deformacijų nustatymui naudojama pertvarkyta 1.15 išraiška:

$$\varepsilon_m = (1 - \xi)\varepsilon_1 + \xi\varepsilon_2, \quad (1.17)$$

čia ε_1 ir ε_2 – deformacijų reikšmės, apskaičiuotos atitinkamai nesupleišėjusiam ir visiškai supleišėjusiam elementui; ξ – deformacijų interpoliacinis koeficientas:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{P_{cr}}{P} \right)^2, \quad (P_{cr} < P < P_{ult}) \quad (1.18)$$

čia koeficientas β nusako apkrovos pobūdį: trumpalaikis apkrovimas ($\beta = 1,0$), ilgalaikis apkrovimas ($\beta = 0,5$).

Nesupleišėjusio gelžbetoninio elemento deformacijos nustatomos pagal šią išraišką:

$$\varepsilon_1 = \frac{P}{E_c A_c + E_s A_s}, \quad (1.19)$$

Visiškai supleišėjusio gelžbetoninio elemento deformacijos nustatomos pagal tokią išraišką:

$$\varepsilon_2 = \frac{P}{E_s A_s}, \quad (1.20)$$

Apkrovos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafikas pagal Europos projektavimo normų (CEN 2004) skaičiavimą (juoda ištisinė linija) parodytas 1.13 paveiksle.

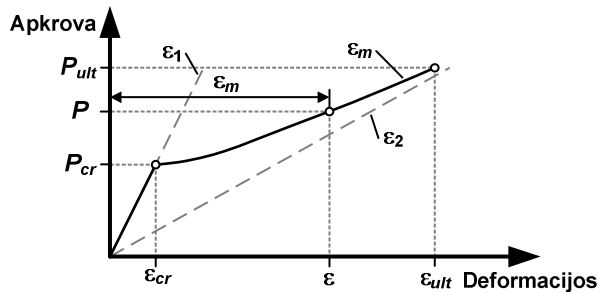
Kaip jau buvo minėta tempiamojo sustandėjimo diagrama gaunama pertvarkius apkrovos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafiką (1.11 pav.). Pertvarkymai atliekami remiantis jėgų pusiausvyros lygtimi, kurią galima sudaryti bet kurioje apkrovimo stadijoje:

$$P = N_{sm} + N_{cm}, \quad (1.21)$$

čia N_{sm} ir N_{cm} – atitinkamai vidutinė įrąža armatūroje ir betone. Žinant deformaciją nagrinėjamame apkrovos lygyje, įrąža armatūroje apskaičiuojama taip:

$$N_{sm} = A_s E_s \varepsilon_m, \quad (1.22)$$

čia ε_m – vidutinė elemento deformacija; A_s – armatūros skerspjūvio plotas; E_s – armatūros tamprumo modulis.



1.13 pav. Apkrovų ir deformacijų diagrama pagal EC2

Fig. 1.13. Load-strain diagram according to EC2

Iš (1.21) ir (1.22) išraiškų nustatome vidutinę įrąžą betone:

$$N_{cm} = P - A_s E_s \varepsilon_m, \quad (1.23)$$

Vidutiniai tempiamojo betono įtempiai nustatomi vidutinę įrąžą N_{cm} (1.23 išraiška) betone padalinus iš betono skerspjūvio ploto:

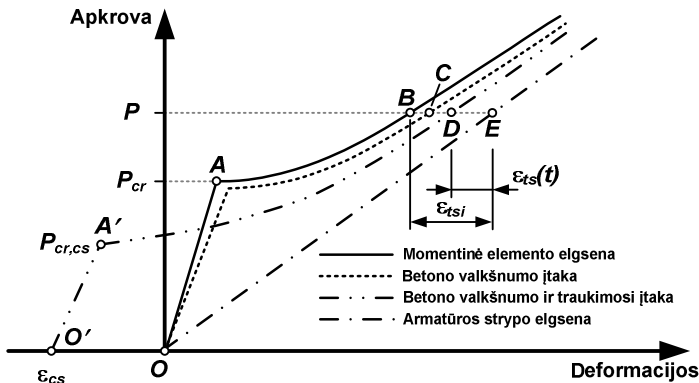
$$\sigma_{ctm} = \frac{P - A_s E_s \varepsilon_m}{A_c}, \quad (1.24)$$

1.3.2. Betono traukimosi įtaka trumpalaikėms deformacijoms

Idealizuota momentinė (kreivė OAB) ir nuo laiko priklausanti (kreivė $O'A'D$) armuoto betoninio elemento, veikiamo tempimo jėgos, elgsena prieš pleišėjimą ir jam supleišėjus vaizduojama 1.14 paveiksle. Kaip buvo minėta anksčiau momentinis elemento atsakas iki pleišėjimo apkrovos P_{cr} yra tiesinis (OA tiesė 1.14 pav.), o po pleišėjimo – netiesinis (AB kreivė 1.14 pav.). Prieš pleišėjimą momentinė tempiamojo sustandėjimo deformacija (skirtumas tarp armuoto elemento ir armatūros strypo deformacijų) didėja kylant apkrovai, o po pleišėjimo mažėja didėjant tempimo jėgai elemente. Apkrova prie kurios atsiveria plyšiai priklauso nuo betono tempiamojo stiprio apkrovimo metu bei betono traukimosi deformacijų, kurios pasireiškė prieš apkrovimą. 2001 metais Bischoff (2001)

pasiūlė deformacijų skaičiavimo metodiką, kuri įvertina betono traukimosi deformacijas, tačiau joje nebuvo atsižvelgta į jas lydintį valkšnumo efektą. Vėliau šių efektų bendra įtaka pradėta plačiai nagrinėti (Kaklauskas *et al.* 2009, Gribniak 2009, Wu 2010, Kaklauskas and Gribniak 2011, Bacinskas *et al.* 2012, Gribniak *et al.* 2013).

Elementą veikiant nekintama apkrova ilgą laiko tarpą, tačiau nevertinant betono traukimosi efekto, pasireiškia betono valkšnumas dėl kurio pasikeičia vidutinės elemento deformacijos. Iš tikrųjų dėl santykinai mažų tempimo įtempių betone valkšnumo deformacijos yra labai mažos, o to pasekoje įtempių ir deformacijų pokyčiai nėra dideli. Elemente, kuris nesitraukia valkšnumas sukelia tempiamo betono susilpnėjimą (angl. *softening*) ir sąlyginiai mažus pokyčius apkrovų ir deformacijų diagramoje (brūkšninė linija 1.14 paveiksle). Dėl valkšnumo tempiamas betonas dalį jam tenkančios jėgos perduoda armatūros strypui kartu sumažindamas tempiamojo sustandėjimo efektą.



1.14 pav. Ašinė tempimo jėga ir ilgalaikių efektų veikiamo elemento elgsena

Fig. 1.14. Time-dependent response of an axially loaded tension member

Betoninis elementas laisvai traukdamasis sutrumpėtų dyžiu $\varepsilon_{cs}\Delta x$, tačiau į elementą įbetonuotas armatūros strypas suvaržo betoninio elemento traukimąsi. Dėl armatūros varžomų betono traukimosi deformacijų dar prieš elementui suteikiant išorinę tempimo jėgą P susidaro gniuždymo jėga $E_s A_s \varepsilon_s$ armatūroje ir tempimo jėga betone. To pasekoje, armuotas elementas sutrumpėja tokiu dyžiu $\varepsilon_s \Delta x$. Todėl prieš pleišėjimą betono traukiamasis sukelia elemento sutrumpėjimą ir veikiant išorinėms tempimo jėgoms apkrovų ir deformacijų kreivė pasislenka į kairę, kaip rodo $O'A'$ tiesė 1.14 paveiksle. Taip pat betono traukimosi efektas laipsniškai sukelia tempimo įtempius betone, o tai mažina pleišėjimo apkrovą nuo P_{cr} iki $P_{cr,cs}$.

Elementui pleišėjant ($P > P_{cr}$) pablogėja sukibimas tarp armatūros ir betono. Tai vyksta dėl armatūros praslydimo jį supančio betono atžvilgiu. Šis fizikinis procesas lemia tempiamojo sustandėjimo mažėjimą dėl betono traukimosi deformacijų suvaržymo. Elementui nepleišėjant, įtempiai susidarę dėl betono traukimosi deformacijų suvaržymo, lemtų tempiamojo sustandėjimo padidėjimą, tačiau dėl plyšių formavimosi ir jo sukkelto sukibimo blogėjimo gaunamas tempiamojo sustandėjimo degradavimas. Todėl prie apkrovos P ($> P_{cr}$) 1.14 paveiksle, momentinę tempiamojo sustandėjimo deformaciją ε_{si} atspindi horizontali tiesė BE . Dėl betono valkšnumo sumažėjusią deformaciją atitinka tiesė CE , o vertinant kartu betono traukimosi ir valkšnumo efektus – tiesė DE (1.14 pav.).

1.3.3. Tempiamasis sustandėjimas veikiant ilgalaikiai apkrovai

Daug metų vienas iš pagrindinių mokslinių tyrimų tikslų buvo gelžbetoninių elementų deformacijų nagrinėjimas. Sudėtingi fizikiniai reiškiniai, pvz., betono valkšnumas, traukiamasis ir pleišėjimas, prisideda prie elemento deformacijų didėjimo. Dėl ilgalaikių efektų deformacijos gali būti 3–4 kartus didesnės nei trumpalaikės (Espion 1988). Ilgalaikiai efektai yra priklausomi nuo aplinkos sąlygų, elemento geometrijos, apkrovimo charakteristikų, medžiagos savybių ir labai komplikuoja deformacijų skaičiavimą. Norint tiksliau nusakyti ilgalaikę gelžbetoninių elementų elgseną, būtinas minėtų parametrų įvertinimas.

Aprašant trumpalaikę betono ir armatūros sąveiką buvo minėta, kad tempiamasis sustandėjimas yra efektas, sukeltas nesupleišėjusio tempiamojo betono darbo tarp plyšių. Trumpalaikio apkrovimo atveju tempiamasis sustandėjimas yra nekintamas, jeigu neviršijami betono proporcingumo įtempiai. Vis dėlto žinoma, kad tempiamojo sustandėjimo efektas laikui bėgant mažėja (Vilanova *et al.* 2014, Bacinskas *et al.* 2012, Stramandinoli and La Rovere 2012, Zanuy 2010, Beeby and Scott 2002, 2005, 2006).

Gelžbetoninių elementų ilgalaikio tempiamojo sustandėjimo tyrimų pradininkais buvo Beeby ir Scott (2002). Nors tempiamasis sustandėjimas gelžbetonyje buvo žinomas jau senai, tačiau šį efektą, įskaitant ilgalaikį atvejį, paaiškinančių modelių praktiškai nebuvo. Siekdami nustatyti ilgalaikio tempiamojo sustandėjimo degradavimo greitį bei įtempių lygio įtaką, Beeby ir Scott (2005) atliko eksperimentinius bandymus. Bandymams jie naudojo betonines $120 \times 120 \times 1200$ mm prizmes iš 30, 70 ir 100 MPa stiprio betono (pagal kubinį gniuždomąjį stiprį). Elementai buvo armuoti, atitinkamai, 12, 16 ir 20 mm skersmens armatūros strypais. Autoriai nustatė, kad tempimo įtempiai supleišėjusiame betone sumažėjo dvigubai maždaug po 20 d., o stabilizavosi per 25–30 d. nuo apkrovimo pradžios. Didžiausias betono tempiamosios įrąžos sumažėjimas pasireiškė iš karto po apkrovimo. Buvo nustatyta, kad didesnę armavimo

procentą turinčiuose elementuose įtempiai betone degradoja greičiau. Taip pat nustatyta, kad elementų apkrovos lygis neturi svarbios įtakos.

Vėliau mokslininkai publikavo straipsnį (Beeby and Scott 2006), kuriame pratęsė savo ankstesnį darbą. Atlikę išsamesnę gautų eksperimentinių bandymų duomenų analizę, Beeby ir Scott padarė tokias išvadas:

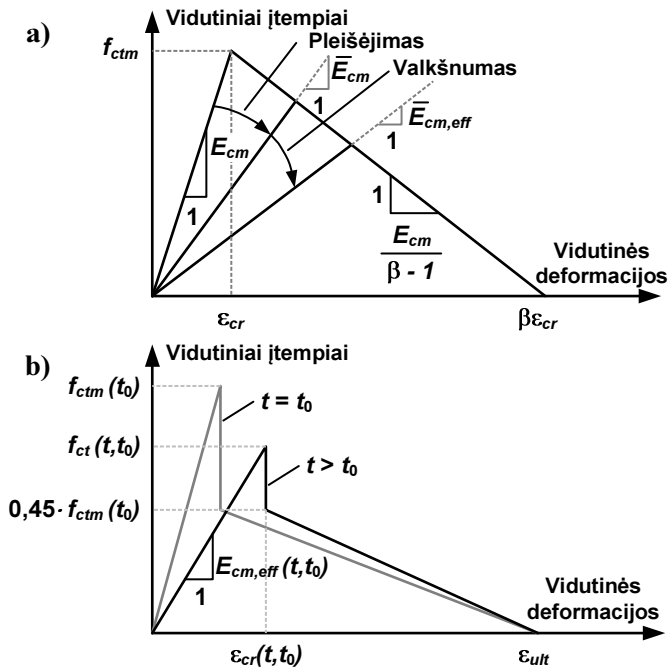
- ilgalaikio tempiamojo sustandėjimo mažėjimas nepriklauso nuo betono stiprio;
- tempiamųjų elementų galutinė deformacija beveik nepriklauso nuo apkrovimo istorijos;
- deformacija dėl tempiamojo sustandėjimo degradavimo, lyginant su pradine (trumpalaikė) deformacija, yra santykinai maža;
- ilgalaikių betono deformacijų kitimas nepriklauso nuo apkrovos lygio;

Kiek vėliau pasirodžiusiame straipsnyje Scanlon su bendraautoriais (Scanlon *et al.* 2005) pateikė mintį, kad tempiamajam betonui, kaip ir gniuždomajam, yra būdingas tam tikras valkšnumas, kuris ir sukelia tempiamojo sustandėjimo mažėjimą. Keletui Beeby ir Scott (2005) aprašytų sijų pritaikė senėjančios medžiagos bei tempiamojo sustandėjimo modelius. Įvertinę dvilinijinę įtempių ir deformacijų priklausomybę su krentančiąja tiesine dalimi (1.15a pav.), Scanlon *et al.* gavo apkrovų ir deformacijų kreivę, apytiksliai atkartojančią eksperimentinę. Pasak Scanlon *et al.* (2005), pritaikius netiesinę krentančiąją įtempių ir deformacijų diagramos dalį gauti rezultatai galėtų būti tikslesni. Atlikta analizė iš dalies patvirtino pateiktą mintį, kad viena iš tempiamojo sustandėjimo sumažėjimo priežasčių yra betono valkšnumas.

Bačinsko (2012) kartu su bendraautoriais pasiūlytas skaitinis lenkiamųjų elementų ilgalaikių deformacijų modeliavimo būdas, kuriame taip pat įvertinti betono traukimosi ir valkšnumo efektai. Pasiūlytoji metodika paremta sluoksnių modeliu. Metodikoje naudoti gniuždomojo betono, supleišėjusio tempiamojo betono (1.15b pav.) ir plieno medžiagų modeliai. Pasiūlytosios metodikos adekvatumas patikrintas statistiškai išanalizavus 322 literatūroje pateiktas lenkiamas sijas. Analizė parodė, kad pasiūlytasis modelis gerai aprašo ilgalaikes lenkiamųjų elementų deformacijas.

Gilbert ir Wu (2008) atliko tempiamųjų gelžbetoninių elementų trumpalaikius ir ilgalaikius eksperimentinius bandymus. Vienas tyrimo tikslų buvo nustatyti valkšnumo ir betono traukimosi įtaką tempiamojo sustandėjimo degradavimui. Gauti rezultatai parodė, kad per 50 dienų tempiamasis sustandėjimas sumažėjo 60–82 % nuo savo pradinės vertės. Kadangi didžiausias tempiamojo sustandėjimo sumažėjimas pastebėtas mažiau armuotuose bandiniuose, padaryta išvada, kad tempiamasis sustandėjimas yra atvirkščiai proporcingas armavimo koeficientui. Tarp betono traukimosi ir tempiamojo sustandėjimo buvo nustaty-

tas ryšys – kuo didesnė traukimosi deformacija, tuo atsiveria didesni plyšiai, kurie sumažina tempiamąjį sustandėjimą.



1.15 pav. Trumpalaikis ir ilgalaikis tempiamasis sustandėjimas: a) Scanlon *et al.* (2005); b) Bacinskas *et al.* (2012)

Fig. 1.15. Tension stiffening models in short- and long-term conditions:
a) Scanlon *et al.* (2005); b) Bacinskas *et al.* (2012)

Albrecht (2004) su kolegomis atlikęs tempiamųjų ir lenkiamųjų elementų, veikiamų ilgalaikę apkrovą, analizę nustatė, kad tempiamojo sustandėjimo degradavimas laikui bėgant nepriklauso nuo betono gniuždomojo stiprio, o pagrindiniu faktoriumi įvardijo mikro plyšių vystymąsi ir jų plitimą armatūros ir betono sukibimo zonoje. Vystantis plyšiams pažeidžiama sukibimo zona, todėl mažėja betonui perduodama tempimo įrąža, o armatūros bei elemento deformacijos didėja. Analizė patvirtino Beeby ir Scott (2002) gautus rezultatus.

Projektavimo normose ir rekomendacijose *EC2*, *ACI 318-08*, *ACI 435R-95* ir *SP 52-101* siūloma efektyviojo modulio (EMM) metodika, kurioje yra įvertintas betono valkšnumas. Valkšnumas šioje metodikoje įvertinamas koreguojant betono tamprumo modulį $E_{cm}(t_0)$ pagal išraišką:

$$E_{cm,eff}(t, t_0) = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)}, \quad (1.25)$$

čia $\varphi(t, t_0)$ – betono valkšnumo koeficientas. Tuo tarpu betono traukimosi deformacijų įvertinimas analizuojant ilgalaikes tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijas nėra reglamentuojamas.

Dauguma pasiūlytų medžiagų modelių įvertina tempiamojo sustandėjimo degradavimą didėjant apkrovai. Nors yra pastebėta, kad tempiamojo sustandėjimo mažėjimas taip pat vyksta ir veikiant ilgalaikiai pastoviai apkrovai. Remiantis literatūroje aprašytais ilgalaikiais tempiamojo sustandėjimo tyrimais konstatuojama, kad, nagrinėjant konstrukcijų deformacijas, svarbu įvertinti šį efektą, ypačiai analizuojant elementus su mažu armavimo procentu.

1.4. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas

Apibendrinus literatūros apžvalgoje pateiktą informaciją, galima teigti, kad:

1. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų trumpalaikių deformacijų skaičiavimas pagal Euronormų metodiką nėra tikslus, gaunamos paklaidos gali viršyti 50%. Viena iš pagrindinių priežasčių gali būti tai, kad Euronormų metodas nevertina betono traukimosi deformacijų, kurios mažina elemento atsparumą pleišėjimui, todėl netiksliai vertinamas gelžbetoninių elementų standumas.
2. Skaičiuojant gelžbetoninių elementų deformacijas didelę įtaką turi taikoma supleišėjusio tempiamojo betono įtempių ir deformacijų (tempiamojo sustandėjimo) diagrama. Deja, Europos normose tokio modelio nėra, o pateikiama tik gniuždomojo betono įtempių ir deformacijų diagrama.
3. Pasaulyje siūlomi tempiamojo sustandėjimo modeliai yra supaprastinti ir ne visada atspindi sudėtingą armuoto betono elgseną.
4. Ilgalaikio apkrovimo atveju armuoto betono elementų deformacijos gali 2–3 kartus viršyti trumpalaikes deformacijas. Šiuos skirtumus lemia sudėtingi fizikiniai procesai: betono traukiamasis ir valkšnumas, esamų plyšių vystymasis bei naujų susidarymas. Minėti procesai vyksta laike ir sąlygoja deformacijų pokyčius.
5. Europos normų metodikoje nereglamentuotas ilgalaikių deformacijų kitimas laike.

Atsižvelgus į gautus rezultatus, šiame disertaciniame darbe numatoma tikslinti Euronormose pateikto trumpalaikę apkrova veikiamų armuoto betono tempiamųjų elementų deformacijų skaičiavimo metodą. Be to, svarbu detalizuoti ilgalaikių deformacijų kitimą laike. Norint įgyvendinti šiuos tikslus reikia:

- a) atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų skaičiavimo metodų analizę.
- b) apžvelgti literatūroje paskelbtų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatus.
- c) eksperimentiškai nustatyti betono traukimosi ir valkšnumo deformacijas.
- d) eksperimentiškai ištirti trumpalaikę ir ilgalaikę ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišetumą ir standumą.
- e) atlikti vidutinių deformacijų, apskaičiuotų pagal Europos projektavimo normose pateiktą skaičiavimo metodiką, ir eksperimentų metu gautų rezultatų lyginamąją analizę.
- f) atlikti trumpalaikę ir ilgalaikę ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatų analizę.
- g) pasiūlyti tempiamųjų gelžbetoninių elementų ilgalaikių deformacijų kitimo ir laiko priklausomybę, detalizuojančią deformacijų kitimą nuo pastovios apkrovos suteikimo momento iki ribinės deformacijų reikšmės.
- h) atlikti pasiūlytų Europos projektavimo normų trumpalaikių deformacijų nustatymo metodikos pakeitimo adekvatumo analizę.

Eksperimentiniai tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų tyrimai

Šiame skyriuje aptariama eksperimentiškai nustatyto trumpalaikio ir ilgalaikio ašinio poveikio įtaka gelžbetoninių elementų deformacijoms. Pateikiami trumpalaikio ir ilgalaikio apkrova išbandytų mažo ($\rho \approx 0,6 \%$) ir didelio ($\rho \approx 3,2 \%$) armavimo procento gelžbetoninių tempiamųjų elementų eksperimentiniai tyrimų rezultatai. Taip pat aprašomi betono traukimosi deformacijų ir valkšnumo koeficiento nustatymo tyrimai.

Skyriuje pateikiamas trumpas bandymų programos, medžiagų (betono, armatūros) charakteristikų, bandymų įrangos bei tyrimų rezultatų aprašymas. Pagrindinis šių tyrimų tikslas – eksperimentiškai nustatyti trumpalaikės ir ilgalaikės apkrovos veikiamų armuotų gelžbetoninių tempiamųjų elementų įtempių ir deformacijų būvį.

Skyriaus tematika paskelbti 7 straipsniai (Gribniak *et al.* 2014a, Gribniak *et al.* 2014b, Gudonis *et al.* 2014a, Gudonis *et al.* 2014b, Gudonis *et al.* 2014c, Gudonis *et al.* 2014d, Gudonis *et al.* 2013)

2.1. Medžiagų fizikinių ir mechaninių savybių eksperimentiniai tyrimai

2.1.1. Betono savybės

Pagrindinės betono charakteristikos

Eksperimentinių bandinių gamybai naudotos trys skirtingos betono sudėtys. I sudėties (S1) betonui naudotas C35/45 betono klasės gamykloje paruoštas mišinys, II (S2) ir III (S3) – atitinkamai, C35/45 ir C30/37 betono klasės laboratorijoje paruošti mišiniai. S1, S2 ir S3 sudėčių V/C santykis atitinkamai buvo 0,31, 0,32 ir 0,45. Betono mišinio sudedamosios dalys pateiktos 2.1 lentelėje.

2.1 lentelė. Betono mišinio sudėtis

Table 2.1. Composition of concrete mix

Pavadinimas	Kiekis, kg/m ³		
	S1	S2	S3
Smėlis	905 ± 2 %	850 ± 2 %	935 ± 2 %
Granitinė skalda 4-16 mm	936 ± 1 %	930 ± 1 %	980 ± 1 %
Cementas CEM II 42,5 (C)	400 ± 0,5 %	470 ± 0,5 %	331 ± 0,5 %
Vanduo (V)	123,8 ± 5 %	150 ± 5 %	150 ± 5 %
Plastifikatorius <i>Muraplast FK 63,30</i>	2 ± 2 %	3,76 ± 2 %	2,81 ± 2 %



2.1 pav. Bandinių gamyba

Fig. 2.1. Casting the ties and test specimens

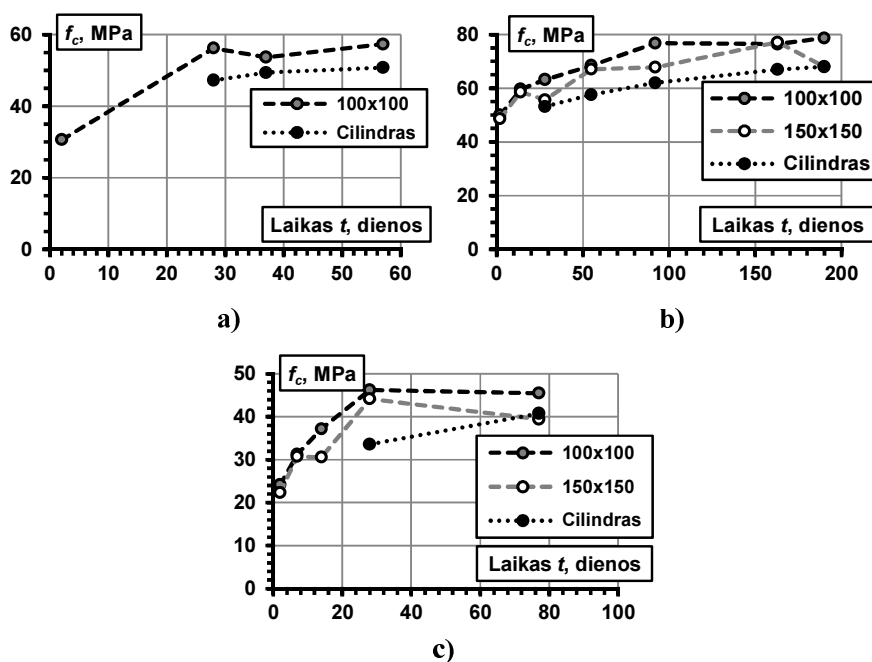
Kiekvienos betono sudėties charakteristikų nustatymui pagaminti kubeliai (100x100x100 mm ir 150x150x150 mm), prizmės (100x100x400 mm) ir cilindrai ($d = 150$ mm) (2.1 pav.). Kubeliai ir cilindrai buvo naudoti nustatant gniuždomąjį betono stiprį bei betono tamprumo modulį, keletą kartų eksperimentų

vykdymo metu. Lenkiant prizmes buvo nustatytas tempiamasis betono stipris. Visų trijų betono sudėčių gniuždomojo stiprio kitimas laike pateiktas 2.2 paveiksle. Pagrindinės betono charakteristikos, eksperimentiškai nustatytos 28 dienų amžiaus betonui, pateiktos 2.2 lentelėje.

2.2 lentelė. Pagrindinės betono fizikinės ir mechaninės savybės

Table 2.2. Main characteristics of concrete

Charakteristika (t = 28 d)	S1	S2	S3
$f_{ck, cube}$	56,2	55,6	44,1
f_{cm}	47,2	53,1	33,6
f_{ctm}	-	4,4	2,86
E_{cm}	-	39,8	35,9

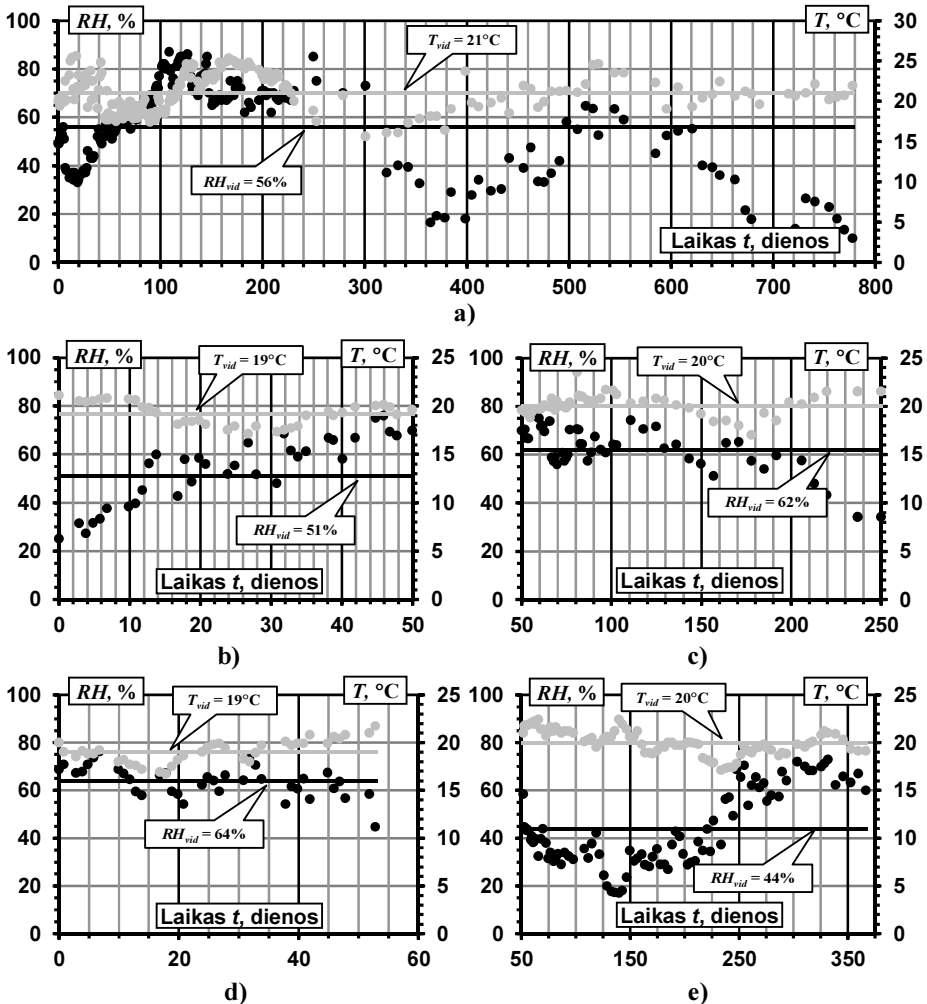


2.2 pav. Gniuždomojo betono stiprio f_c kitimas laike: a) sudėtis S1; b) sudėtis S2; c) sudėtis S3

Fig. 2.2. Compressive concrete strength f_c in time: a) mix S1; b) mix S2; c) mix S3

Betono traukimas

Bandiniai buvo laikomi aplinkoje, kurios sąlygos fiksuotos viso tyrimo metu. 2.3a paveiksle pateiktas aplinkos, kurioje buvo laikomi I betono sudėties bandiniai, drėgnumo ir temperatūros kitimas laike bei jų vidutinės reikšmės. II ir III betono sudėčių bandinių aplinkos sąlygų kitimas pateiktas, atitinkamai 2.3b ir c bei 2.3d ir e paveiksluose.

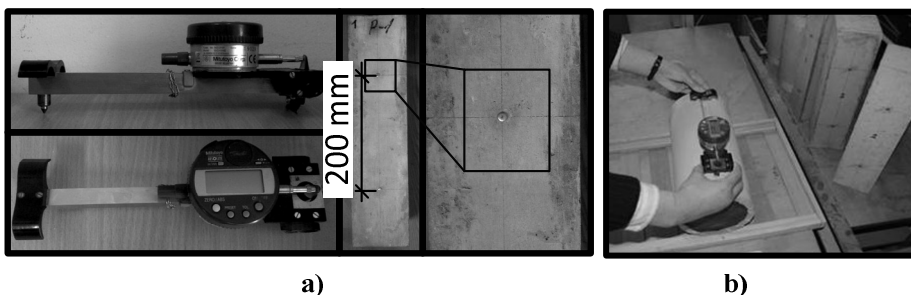


2.3 pav. Aplinkos drėgmės ir temperatūros kitimas laike: a) S1; b) ir c) S2; d) ir e) S3 sudėties elementams

Fig. 2.3. Temperature and relative humidity in time for elements made of a) mix S1, (b, c) S2 and (d, e) S3

2.3b ir d paveiksluose vaizduojamas aplinkos temperatūros ir drėgnumo kitimas iki tempiamųjų elementų trumpalaikio apkrovimo pradžios, tuo tarpu, 2.3c ir e paveiksluose – iki ilgalaikio apkrovimo pabaigos.

Siekiant sumažinti laisvojo betono traukimosi deformacijas, dalis bandinių buvo laikomi vandenyje iki bandymo dienos. Kiekvienos betono sudėties elementų traukimosi deformacijoms nustatyti naudoti 2–3 tempiamųjų elementų skerspjūvius atitinkantys bandiniai. Bandinių deformacijos fiksuotos 200 mm bazėje skaitmeniniu matuokliu *DEMEC* (2.4 pav.). Traukimosi matavimai pradėti praėjus dviem parom po betonavimo ir buvo atliekami keletą kartų per savaitę iki tempiamųjų elementų bandymų pabaigos. Traukimosi deformacijų kitimas laike pateiktas 2.5 paveiksle.

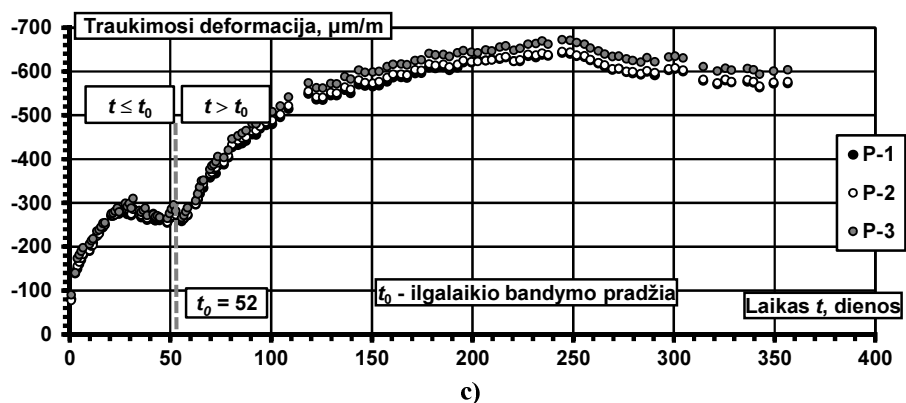
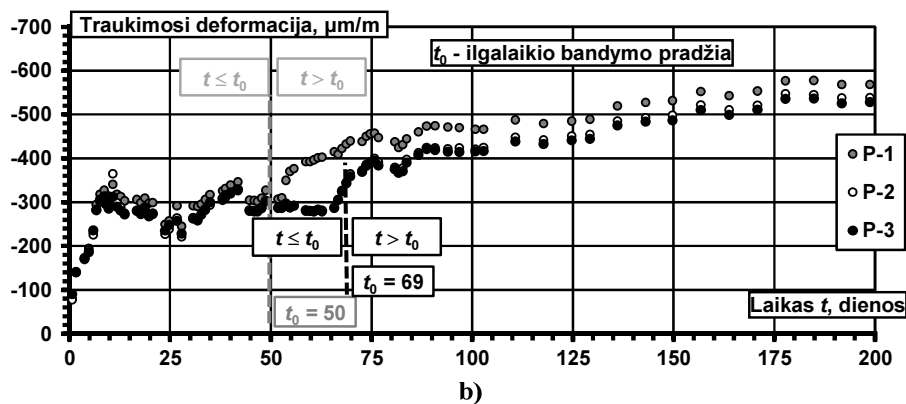
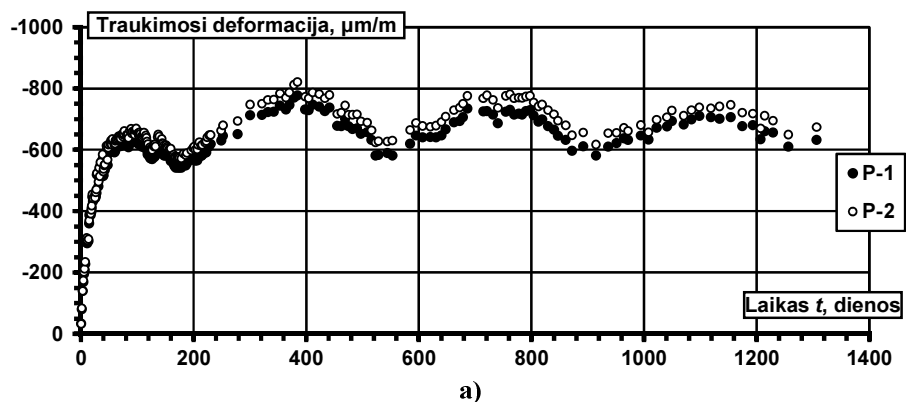


2.4 pav.: Deformacijų nustatymas: a) skaitmeninis deformacijų matuoklis *DEMEC* ir matavimo bazė; b) betono traukimosi deformacijų matavimas

Fig. 2.4.: Strain determination: a) digital strain gauge *DEMEC* and measurement base; b) determination of shrinkage strain

2.5a paveiksle pateiktas, I sudėties bandinių, laisvojo betono traukimosi deformacijų kitimas laike esant vidutiniam aplinkos drėgnumui (RH_{vid}) 56 % ir vidutinei 21°C temperatūrai (T_{vid}) (2.3a pav.). II ir III sudėties bandinių betono traukimosi matavimai gali būti suskirstyti į du etapus: iki trumpalaikio apkrovimo ($t < t_0$) ir po pastovios apkrovos pridėjimo ($t > t_0$).

Kiekvienu atveju betono laisvojo traukimosi deformacijos matuotos 5 kartus per savaitę iki armuotų tempiamųjų elementų ilgalaikių tyrimų pradžios ($t = t_0$). Tuo tarpu, kai elementai buvo veikiami pastovia apkrova betono traukimosi deformacija fiksuota 2 kartus per savaitę.

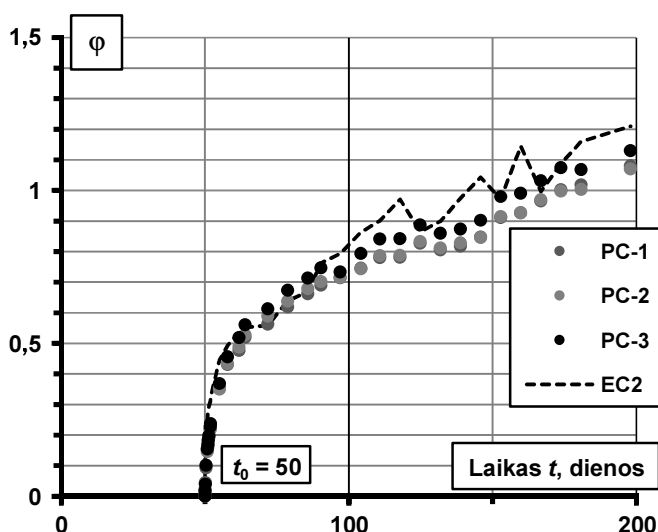


2.5 pav. Betono traukimosi deformacijų kitimas laike: a) S1, b) S2 ir c) S3 sudėtys

Fig. 2.5. Shrinkage strain in time for concrete mixes a) S1, b) S2 and c) S3

Betono valkšnumas

Betono valkšnumo deformacijoms matuoti naudotos trys 100x100x400 mm prizmės, pagamintos iš II sudėties betono. Valkšnumo koeficientui nustatyti prizmės 150 dienų buvo veikiamos spyruokliniu presu, kuriuo palaikoma pastovi apkrova. Apkrovimo pradžia $t_0 = 50$ dienų. Priimtas įtempių lygis bandiniuose siekė $0,3f_c(t_0)$, kur $f_c(t_0)$ yra vidutinis prizmių stiprumas apkrovimo dieną. Tikrosios valkšnumo deformacijos nustatytos iš suminių deformacijų atėmus laisvojo betono traukumo deformacijas. Valkšnumo deformacijos pirmąjį eksperimento savaitę buvo fiksuojamos 4 kartus per dieną, vėliau – kartą per savaitę iki bandymo pabaigos. Eksperimentiškai nustatyto ir pagal Europos normų metodiką apskaičiuoto valkšnumo koeficiento kitimas laike pateiktas 2.6 paveiksle.

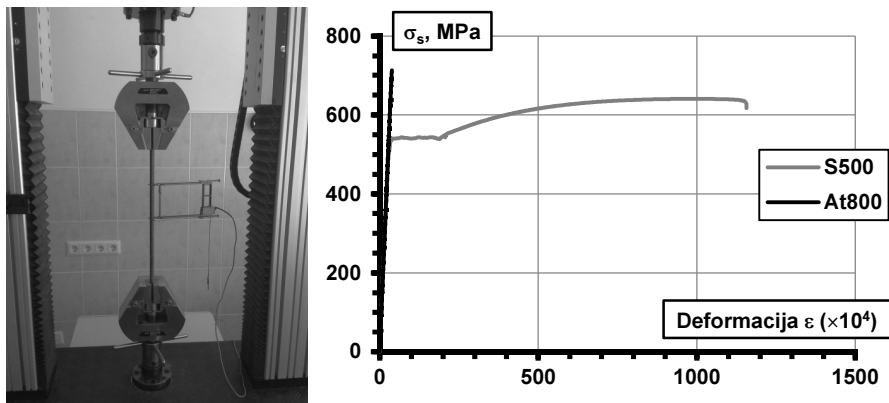


2.6 pav. Valkšnumo koeficiento kitimas laike ir valkšnumo deformacijų nustatymas
Fig. 2.6. Set-up of creep test and variation of creep factor in time

2.1.2. Armatūros savybės

Tempiamųjų gelžbetoninių elementų armavimui buvo naudoti plieno (S500 ir At800 klasės) ir stiklo pluošto (GFRP) strypai. Armatūros strypų takumo riba f_y ir tamprumo modulis E_s buvo nustatyti atliekant 500 mm ilgio strypų tempimo bandymus presu LFM 100. Strypų deformacijos matuotos skaitmeniniu ekstensiometru (2.4b pav.). Stiklo pluošto bei plieninės S500 klasės armatūros tempimo bandymai buvo atliekami iki strypo suirimo, At800 klasės – iki strypo įtem-

piešė 700 MPa ribą. Pagrindinės armatūros strypų charakteristikos pateiktos 2.3 lentelėje, o įtempių ir deformacijų priklausomybės 2.4 paveiksle.



2.7 pav. Armatūros strypo bandymas ir įtempių-deformacijų diagrama

Fig. 2.7. Test set-up and stress-strain diagram of reinforcement

Stiklo pluošto armatūros tamprumo modulis $E_f = 64,7$ GPa ir stiprumo riba $f_u = 1468$ MPa priimta remiantis gamintojų pateikta medžiagos mechaninių savybių ataskaita (Timinskas *et al.* 2012, Timinskas *et al.* 2013, Gribniak *et al.* 2013).

2.3 lentelė. Armatūros pagrindinės mechaninės savybės

Table 2.3. Main characteristics of reinforcement

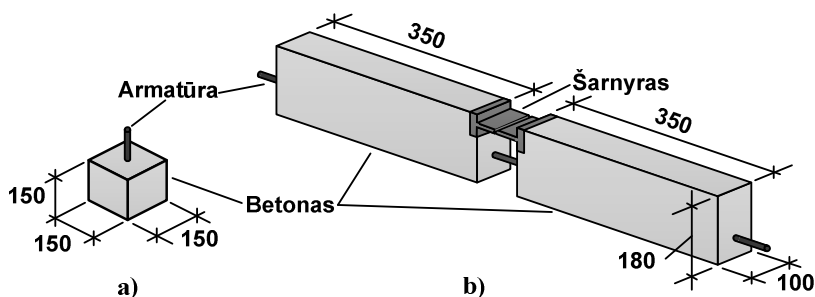
Parametras	S 500	At 800	GFRP
f_u , MPa	642	700*	1468
f_y , MPa	545	–	–
E_{cm} , GPa	180	190	64,7

* Įtempių riba, iki kurios buvo atliekamas bandymas

2.1.3. Armatūros ir betono sąveika

Armatūros ir betono sąveikai (sukibimui) nustatyti buvo atliekami armatūros ištraukimo iš betoninio elemento bandymai (Gudonis *et al.* 2014a, Gudonis *et al.* 2014b). Armatūros ištraukimo tyrimas parengtas remiantis 1.2.1 skirsnyje aprašyta metodika (Gudonis *et al.* 2013). Bandymų programą sudarė 6 150x150x150 mm plieniniais (S500 klasės) bei stiklo pluošto (GFRP) strypais armuoti kubeliai (2.8a pav.) ir 5 100x180x800 mm plieniniais (S500 klasės) ir GFRP strypais

armuotos sijos (2.8b pav.). Visi bandiniai buvo pagaminti iš gamykloje paruošto betono (Sudėtis I).

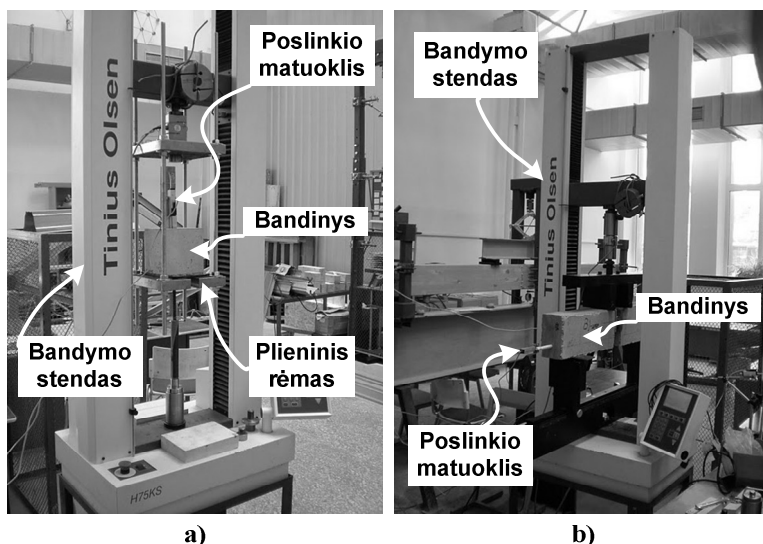


2.8 pav. Bandiniai armatūros ir betono sąveikos tyrimams (matmenys pateikti mm):

a) ištraukimo ir b) lenkimo (matmenys pateikti mm)

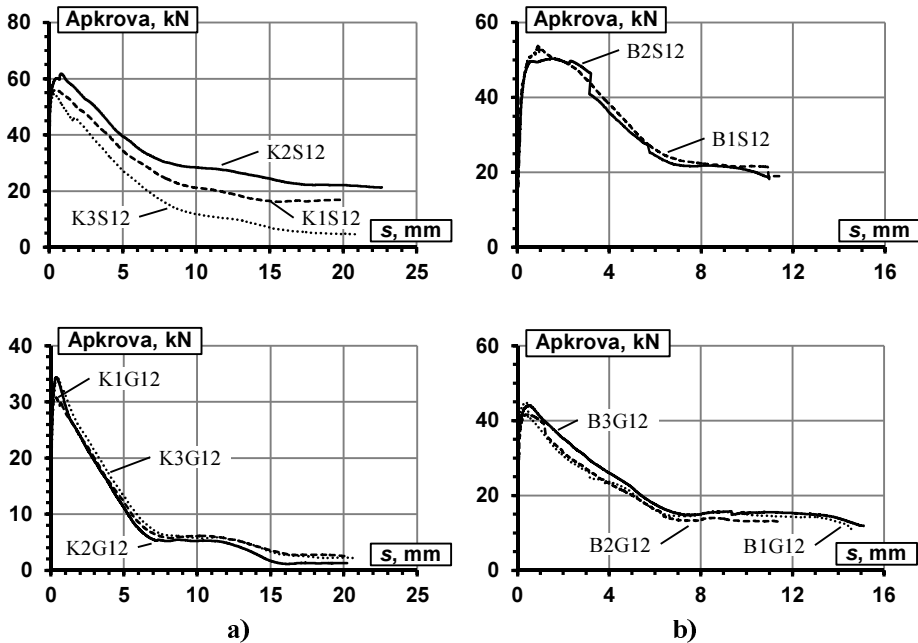
Fig. 2.8. Specimens for bond tests: a) *pull-out* and b) *bending* tests (measurements in mm)

Sukibimo tyrimai (2.8 pav.) atlikti naudojant *Tinius Olsen H75KS* bandymo stendą, kuriuo kubeliai buvo tempiami už armatūros (2.9a pav.), o sijos bandytos naudojant 4 taškų lenkimo schemą (2.9b pav.). Bandiniai buvo apkraunami poslinkio kontrolės būdu, pastoviu 0,1 mm/min greičiu. Armatūros strypo praslydimas betono atžvilgiu matuotas skaitmeniniu poslinkio matuokliu (LVDT).



2.9 pav. Elementų bandymai: a) ištraukimo ir b) lenkimo

Fig. 2.9. Test: a) *Pull-out* and b) *bending*

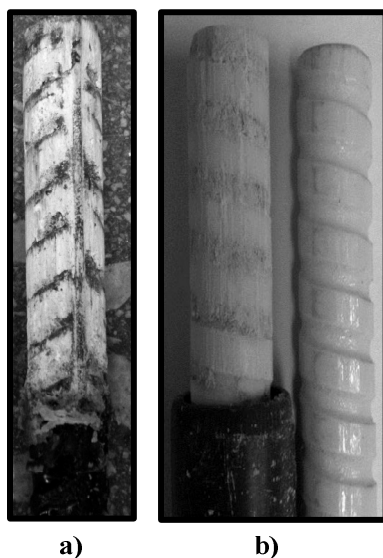


2.10 pav. Apkrovos ir slinkties diagramos, naudojant plieninę ir GFRP armatūrą:
a) ištraukimo ir b) lenkimo bandiniuose

Fig. 2.10. Load-slip relationships using steel and GFRP bars in a) *pull-out* and b) *bending* tests

Bandymo metu gautos apkrovos ir praslydimo priklausomybės pateiktos 2.10 paveiksle, kur *K1* žymi strypo ištraukimo iš kubelio bandymo numerį, *B1* – sijos lenkimo bandymo numerį, *S12* – plieninės armatūros skersmenį milimetrais, *G12* – stiklo pluošto armatūros skersmenį milimetrais.

Sukibimo rezultatai gauti, traukiant armatūros strypą iš kubelio (150x150x150), yra glaudžiai susiję su armatūros rumbelių geometrija. Armatūrai praslydus 4–6 mm sukibimas prarandamas dėl betono esančio tarp armatūros strypo rumbelių nukirpimo. Pastebėta, kad kerpamo betono plotas naudojant plieninę armatūrą yra ženkliai didesnis nei GFRP strypais armuotame bandinyje. Kerpamo betono, esančio tarp armatūros rumbelių, plotas atliekant plieno ir GFRP strypų ištraukimo bandymus pateiktas 2.11a ir b paveiksluose.



2.11 pav. Nukirptas betonas tarp a) plieninės ir b) stiklo pluošto (GFRP) armatūros rumbelių

Fig. 2.11. Cut off concrete between the a) steel and b) glass fibre (GFRP) reinforcing ribs

Skirtingai nuo plieninės armatūros strypų 2.11a dėl GFRP strypuose išilgai orientuotų stiklo plaušų kartu su betonu kerpami ir strypų rumbeliai. Todėl ištraukimo bandiniuose užfiksuota mažesnė apkrova prie kurios armatūra praslydo ją supančio betono atžvilgiu, kas lemia mažesnius sukibimo įtempius.

2.2. Trumpalaidė apkrova veikiamų elementų tyrimai

Tempiamųjų elementų, veikiamų trumpalaidė apkrova, tyrimams parengtos keturios bandinių serijos, kurias sudarė 33 gelžbetoniniai elementai (Gribniak *et al.* 2014a, Gribniak *et al.* 2014b, Gudonis *et al.* 2014c). Bandinių gamybai naudotos trys, 2.1.1 skirsnyje aprašytos, betono mišinio sudėty.

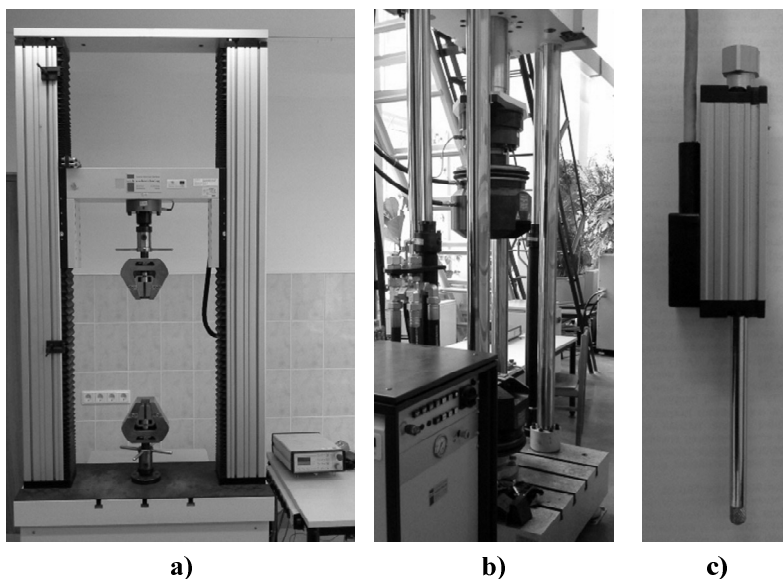
Pagrindiniai bandinių parametrai pateikti 2.4 lentelėje, kur L yra elementų ilgis; A_c ir A_s – atitinkamai betono ir armatūros skerspjūvio plotas; ρ – armavimo procentas; t_0 – betono amžius bandymo dieną; ε_{cs} – betono laisvojo traukimosi deformacija; simboliai „Ø“ ir „□“ – elementų skerspjūvio forma, atitinkamai cilindras ir kvadratinė prizmė.

2.4 lentelė. Bandinių parametrai
Table 2.4. Parameters of specimens

Serija	Bandinys	Skerspjūvio forma, matmenys	L	A_c	A_s	ρ	t_0	ε_{cs}	Armaturės klasė
		\varnothing / \square (mm)	mm	mm ²	mm ²	%	dienos	$\mu\text{m} / \text{m}$	
I (S1)	C2	$\varnothing 110$	600	9500	113	1,19	722	-771,4	S500
	C3	$\varnothing 110$	600	9500	113	1,19	722	-771,4	
	C6	$\varnothing 110$	600	9500	50	0,53	735	-763,8	
	C7	$\varnothing 110$	600	9500	50	0,53	735	-763,8	
	C11	$\varnothing 50$	600	2000	50	2,56	742	-744,0	
	C12	$\varnothing 50$	600	2000	50	2,56	742	-744,0	
	C18	$\varnothing 160$	600	20100	113	0,56	770	-764,5	
	C19	$\varnothing 160$	600	20100	113	0,56	770	-764,5	
II (S2)	TS-1	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	50	-290,7	S500
	TS-2	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	50	-290,7	
	TS-3	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	69	-340,4	
	TS-4	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	69	-340,4	
III (S3)	P1-8	$\square 60 \times 60$	650	3600	50	1,40	33	16,5	S500
	P2-8	$\square 60 \times 60$	650	3600	50	1,40	37	26,0	
	P2-12	$\square 60 \times 60$	650	3600	113	3,14	65	42,2	
	P3-12	$\square 60 \times 60$	650	3600	113	3,14	65	42,2	
	D14-2	$\square 100 \times 100$	1000	10200	154	1,51	48	-81,9	
	T1	$\square 80 \times 80$	1000	6400	113	1,77	35	-389,2	At800
	DT-11	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	41	-272,2	
	DT-12	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-13	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-14	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-15	$\square 100 \times 100$	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
IV (S3)	T1-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	34	110,3	S500
	T2-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	35	115,3	
	T3-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	37	115,0	
	T4-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	37	115,0	
	T5-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	42	126,3	
	T6-10	$\square 60 \times 60$	650	3600	79	2,19	42	126,3	
	T1-12	$\square 80 \times 80$	650	6400	113	1,77	35	115,3	
	T2-12	$\square 80 \times 80$	650	6400	113	1,77	41	126,0	
	T3-12	$\square 100 \times 100$	650	10200	113	1,11	34	110,3	
	T4-12	$\square 100 \times 100$	650	10200	113	1,11	41	126,0	

Trumpalaikė apkrova veikiamiems bandiniams atlikti ašinio tempimo bandymai, elementus tempiant už įbetonuotos armatūros strypo galų. Elementų, kurių ilgis L iki 700 mm, bandymams naudotas *LFM 100* mechaninis presas (2.12a pav.), o elementai, kurių ilgis 700–1000 mm išbandyti *LFV 600-HH* hidrauliniam bandymų stende (2.12b pav.).

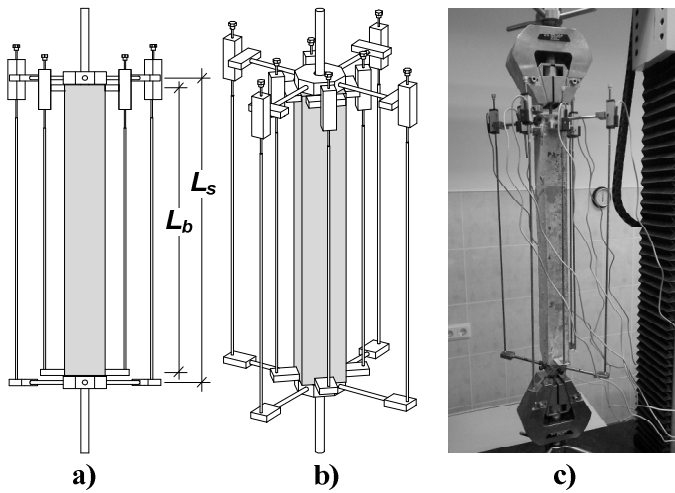
Visų elementų vidutinės deformacijos matuojamos betono paviršiuje bei ant armatūros (2.13 pav.). Deformacijos fiksuotos skaitmeniniais poslinkio matuokliais (LVDT), kurių padalos vertė 0,001 mm. Ašinio tempimo bandymuose naudota vienoda matuoklių išdėstymo schema (2.13a ir b pav.).



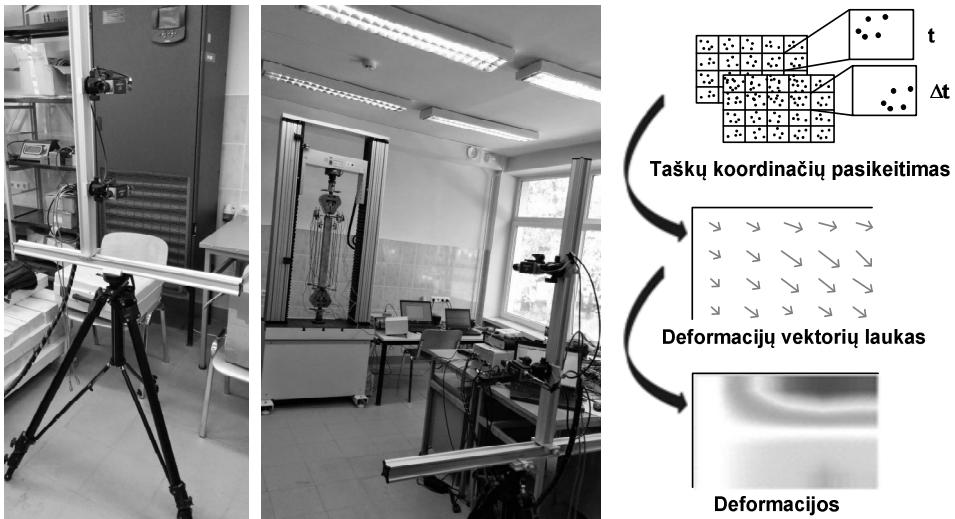
2.12 pav. Tempiamųjų elementų bandymo įranga: a) LFM 100 mechaninis presas, b) LFV 600-HH hidraulinis bandymo stendas ir c) LVDT poslinkio matuoklis.

Fig. 2.12. Testing equipment: a) mechanical jack LFM 100, b) hydraulic jack LFV 600-HH and c) linear variable displacement transducer (LVDT)

IV serijos elementų betono paviršiaus deformacijoms nustatyti papildomai naudota DIC (anlg. *digital image correlation*) metodas (2.14 pav.). Šio metodo veikimo principas pagrįstas ant bandinio paviršiaus esančių taškų poslinkių fiksavimu eksperimento metu. Kiekviename apkrovimo žingsnyje didelės raiškos kameromis fiksuojami betono paviršiaus taškų poslinkiai, kurie transformuojami į vektorius, užrašant jų dydį ir kryptį. Tokiu būdu, žinant kiekvieno taško padėties pokytį, nustatomos betono paviršiaus taškų deformacijos (2.15 pav.).



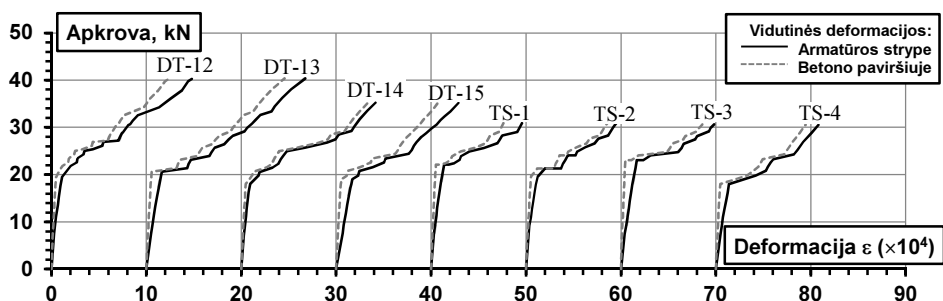
2.13 pav. Prietaisų išdėstymo schemas: a) 2D, b) ir c) 3D
Fig. 2.13. Layout of strain devices: a) 2D, b) and c) 3D



2.14 pav. Deformacijų nustatymas DIC metodu
Fig. 2.14. Strain determination using DIC (*Digital image correlation*) method

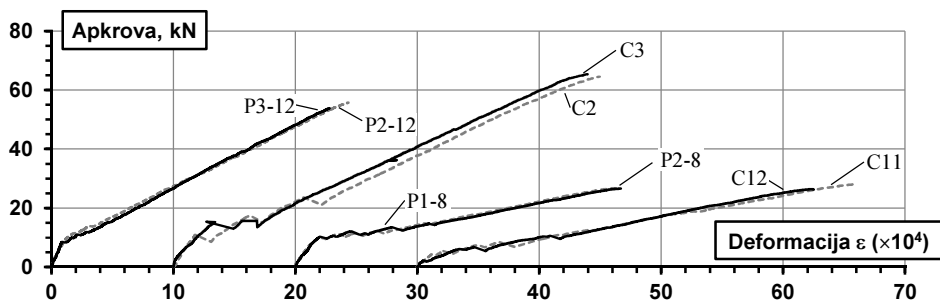
Elementai, kurių ilgis $L = 1500$ mm buvo apkrauti pakopomis iki 30, 35, 40 kN apkrovos. Apkrovos pakopos vertė $\approx 1,6$ kN. Kaip jau buvo minėta vidutinės

elementų deformacijos fiksuotos dviem būdais: armatūros strype ir betono paviršiuje. Gautos apkrovos ir vidutinių elemento deformacijų diagramos pateiktos 2.16 paveiksle. 8 bandytų elementų, kurių ilgis kito nuo 600 iki 1000 mm, apkrovos ir vidutinių deformacijų priklausomybių diagramos, gautos armatūros strype, pateiktos 2.17 paveiksle, o diagramos – betono paviršiuje pateiktos 2.18 paveiksle. Iš pateiktų rezultatų (2.17 ir 2.18 pav.) matyti, kad, panašių geometrinių ir fizikinių parametų bandinių (2.4 lentelė), deformacijų sklaida nedidelė. Detalesni visų elementų bandymo rezultatai pateikti A priede.



2.16 pav. Elementų ($L = 1500$ mm) apkrovų ir deformacijų, nustatytų armatūros strype ir betono paviršiuje, diagramos

Fig. 2.16. Load-strain diagrams determined at the reinforcement and on the surface of concrete for elements with $L = 1500$ mm

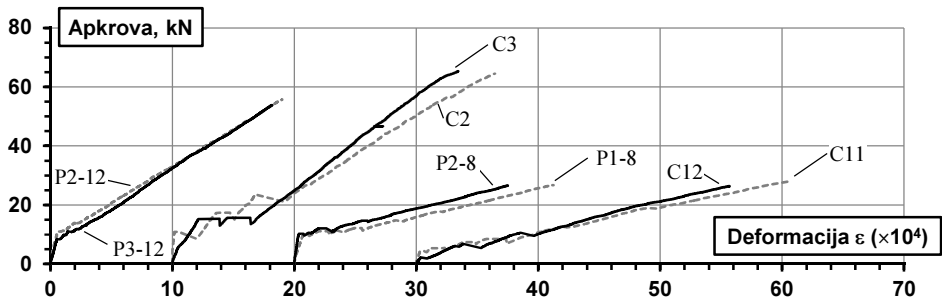


2.17 pav. Elementų ($600 \text{ mm} < L < 1000 \text{ mm}$) apkrovų ir deformacijų, nustatytų armatūros strype, diagramos

Fig. 2.17. Load-deformation diagrams determined at the reinforcement for elements with $600 \text{ mm} < L < 1000 \text{ mm}$

IV serijos elementų betono paviršiaus deformacijoms nustatyti naudotas DIC metodas. Iš eksperimento metu gautų didelės raiškos bandinių nuotraukų programiniu paketu DaVis 8 nustatytas betono paviršiaus deformacijų pasiskirs-

tymas tiriamojoje elemento plokštumoje (2.19c pav.). 2.19a ir b paveiksluose pateiktos atitinkamai eksperimento metu vizualiai užfiksuotų ir DIC metodu nustatytų plyšių schemas. Taip pat buvo fiksuojamas elementų pleišėjimo pobūdis visose bandinio plokštumose (2.19d pav.), žymint plyšių padėtis bei numeruojant jų atsiradimo eiliškumą (1 – anksčiausiai susidaręs plyšys). Iš 2.19 paveikslo matyti, kad DIC metodu gauta pleišėjimo schema puikiai koreliuoja su vizualiai užfiksuota plyšių išsidėstymo schema, iš kurios pakankamai tiksliai galima nustatyti pleišėjimo parametrus.



2.18 pav. Elementų ($600 \text{ mm} < L < 1000 \text{ mm}$) apkrovų ir deformacijų, nustatytų betono paviršiuje, diagramos

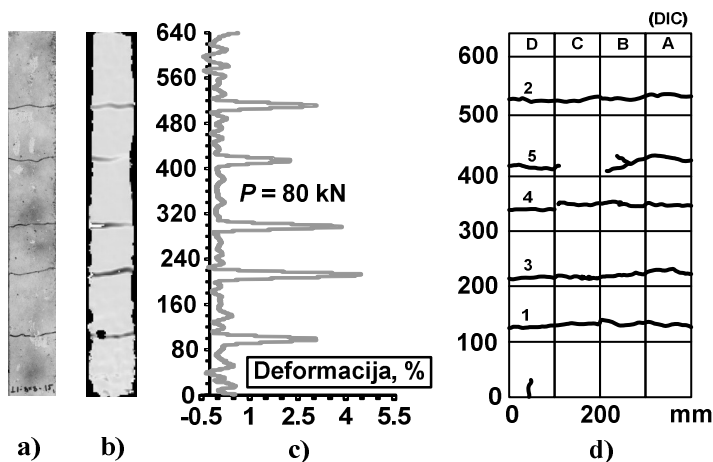
Fig. 2.18. Load-deformation diagrams determined on the surface of concrete for elements with $600 \text{ mm} < L < 1000 \text{ mm}$

Taikant programinį paketą DaVis 8 betono paviršiaus deformacijų pasiskirstymo diagramos nustatytos apkrovos pakopoms 1 kN žingsniu (2.20a pav.). Paviršiaus deformacijų maksimumai iliustruoja plyšių išsidėstymą, o jų kitimas didėjant apkrovai – plyšių vėrimąsi (2.20b pav.). Betono paviršiaus deformacijų pasiskirstymo grafikai leidžia stebėti ne tik plyšių pločių didėjimą, bet ir susidariusių plyšių užsivėrimą.

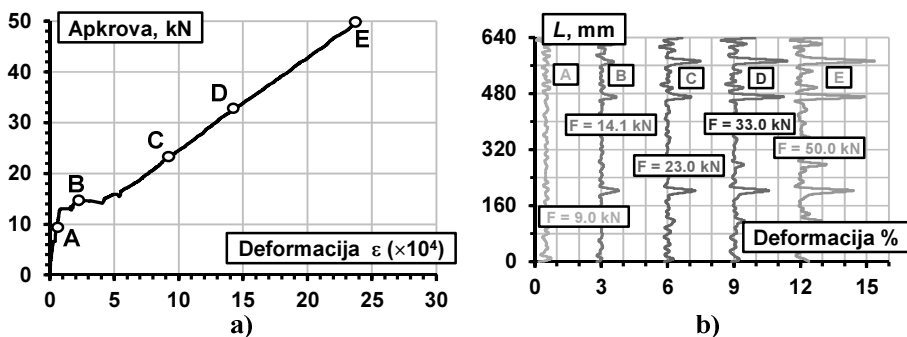
IV serijos T1-10 elementui betono paviršiaus deformacijos gautos DIC metodu pateiktos 2.21 paveiksle. Gauta deformacijų kreivė palyginta su LVDT poslinkio matuokliais nustatytų vidutinių deformacijų betono paviršiuje ir armatūros strypė diagramomis. Pateiktos skirtingų skerspjūvio geometrinių parametrų (60×60 , 80×80 , $100 \times 100 \text{ mm}$) elementų vidutinių deformacijų ir apkrovos priklausomybės. Tyrimo metu išbandyti 6 elementai, kurių skerspjūvio metmenys $60 \times 60 \text{ mm}$, tuo tarpu 80×80 ir $100 \times 100 \text{ mm}$ – po du.

Dėl mažo (dviejų) bandinių skaičiaus ir galimai didelės fizinių medžiagos netiesiškumų įtakos, 80×80 ir $100 \times 100 \text{ mm}$ skerspjūvio elementams pateiktos vidutinės 4 elemento plokštumų betono paviršiaus deformacijos 2.22 paveiksle.

2.21 ir 2.22 paveiksluose „LVDT-A“ ir „LVDT-B“ atitinkamai žymi vidutinių elemento deformacijų kitimą, nustatytą LVDT poslinkio matuokliais, armatūros strypė ir betono paviršiuje. Betono paviršiaus deformacijų kitimas, fiksuotas DIC metodu žymimas „DIC“, o vidutinės betono paviršiaus deformacijos 4 elemento plokštumose – „DIC / LVDT-B“.

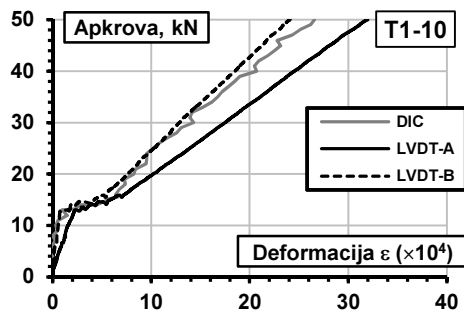


2.19 pav. Pleišėjimo schema, nustatyta a) vizualiai, b) taikant DIC metodą bei c) deformacijų intensyvumas plokštumoje A ir d) plyšių atsivėrimo istorija
Fig. 2.19. Cracking scheme established a) visually, b) using the DIC method and c) strain intensity in plane A and d) also history of the cracking



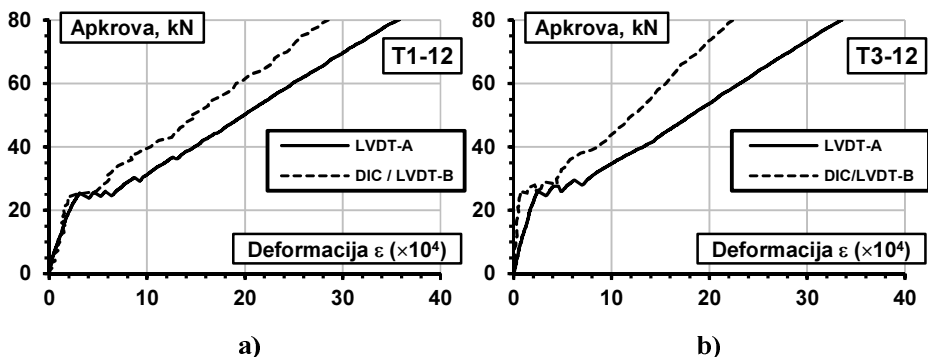
2.20 pav. Plyšių vystymasis: a) apkrovos-deformacijų diagrama; b) deformacijų intensyvumo kitimas elemento paviršiuje

Fig. 2.20. Crack propagation: a) load-strain diagram; b) variation of strain intensity on concrete surface



2.21 pav. Skirtingais būdais nustatytos elemento (60×60 mm) apkrovų ir deformacijų diagramos

Fig. 2.21. Load-strain diagrams obtained using different techniques for the element with cross-section 60×60 mm



2.22 pav. Apkrovų ir deformacijų diagramos gautos skirtingai būdais, kai elementų skerspjūvio matmenys: a) 80×80 mm, b) 100×100 mm

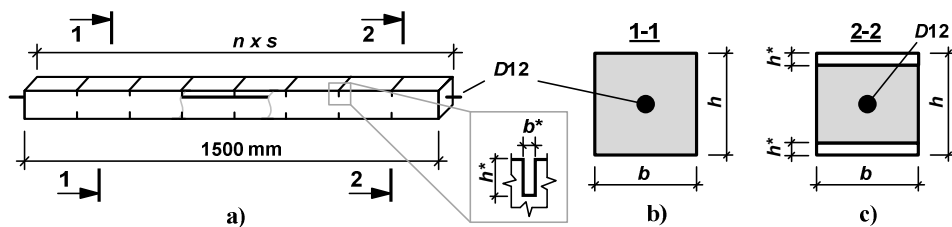
Fig. 2.22. Load-strain diagrams obtained using different techniques for the elements with cross-sections a) 80×80 mm and b) 100×100 mm

2.21 paveiksle matyti, kad vidutinės deformacijos nustatytos DIC metodu pakankamai gerai sutampa su gautomis naudojant LVDT matuoklius. Gauti rezultatai patvirtina DIC metodo adekvatumą. 2.21 ir 2.22 paveiksluose pastebimas skirtumas tarp vidutinių elemento deformacijų, armatūros strypė ir betono paviršiuje, nors deformacijos fiksuotos tuose pačiuose elemento skerspjūviuose (elemento galuose). Šis skirtumas gali būti siejamas su „pakraščio“ efektu (angl. „end effect“), kai dėl armatūros ir betono sukibimo elemento galuose betonas prie armatūros deformuojasi daugiau nei elemento skerspjūvio kraštuose (Gudonis *et al.* 2014c).

Atliekant armuotų tempiamųjų betoninių elementų deformacijų, fiksuotų betono paviršiuje, analizę, neįvertinama tikroji vidutinė elemento deformacija. Vidutinė armatūros deformacija, kurią galima tapatinti su vidutine elemento deformacija, yra ženkliai didesnė nei betono paviršiuje. Pleišėjimo analizei naudojant betono paviršiaus deformacijas klaidingai įvertinami betono pleišėjimo parametrai. Tai lemia, kad yra gaunamos mažesnės nei eksperimentinės prognozuojamų vidutinių plyšių pločių reikšmės. Dėl šios priežasties būtina nustatyti betono paviršiaus ir armatūros strypo deformacijų tarpusavio sąryšį, kuris leistų gauti vidutines deformacijas armatūros strype naudojant betono paviršiaus deformacijas.

2.3. Ilgalaike apkrova veikiamų elementų tyrimai

Tempiamųjų elementų, veikiamų ilgalaike apkrova, tyrimams parengtos dvi bandinių serijos, kurias sudarė 8 gelžbetoniniai elementai (Gudonis *et al.* 2014d). Bandinių gamybai naudotos dvi, 2.1.1 skirsnyje aprašytos, betono mišinio sudėtys (S2 ir S3).



2.23 pav. Geometriniai parametrai: a) bandinio ilgis; b) skerspjūvis; c) skerspjūvis su įpjovomis

Fig. 2.23. Geometrical dimensions: a) element length; b) cross-section; c) cross-section with notch

Elementai bandyti trijuose apkrovos lygiuose, veikiant 30, 35 ir 40 kN ašinei tempimo jėgai. Ašinė jėga sudarė 0,50, 0,57 ir 0,65 apkrovos dalies nuo laikomosios elemento galios (P_{ult}) (2.5 lentelė). Ilgalaike apkrova veikiamų elementų geometrija bei jų apkrovimo informacija pateikiama 2.5 lentelėje ir 2.23 paveiksle.

Siekiant užtikrinti tinkamą elementų suirimo pobūdį, t.y. plyšių vystymąsi betoninėje dalyje, o ne armatūros strypo tekėjimą ties apkrovos pridėjimo vieta, II serijos bandinių betoninėje dalyje suformuotos 15–18 mm gylio įpjovos. Elementai įpjauti dviejose paviršiaus plokštumose, bandinio skerspjūvio plotį su-

mažinant nuo 100 mm iki 70 mm (2.23c pav.). Elementai susilpninti $n = 7-8$ pjūviuose, kurie vienas nuo kito nutolę vienodais atstumais (s) (2.23a pav.).

2.5 lentelė. Bandinių veikiamų ilgalaikė apkrova parametrai

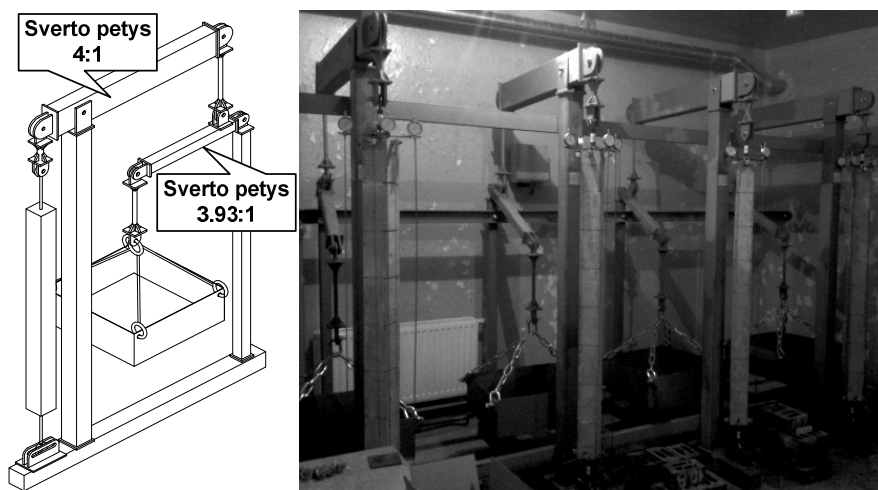
Table 2.5. Parameters of specimens for long-term test

Serija	Bandinys	L	Skerspjūvio matmenys		Įpjovos matmenys		Apkrovimo parametrai			
			h	b	h^*	b^*	t_0	t	N / N_{ult}	
			mm	mm		dienos				
II	A	TS-1	1510	101	104	18	4	50	68	0,50
		TS-2	1505	102	103	18				
	B	TS-3	1502	104	105	17	4	69	194	0,50
		TS-4	1498	100	101	15				
III	A	DT-12	1505	100	100	—	—	52	367	0,65
		DT-13	1504	100	100	—	—			
	B	DT-14	1498	100	100	—	—	52	367	0,57
		DT-15	1499	100	100	—	—			

Dėl ribotų modernių bandymo stendų (2.12 pav.) geometrinių parametų disertacijos autoriaus buvo suprojektuoti ir pagaminti 4 bandymo rėmai, pavaizduoti 2.23 paveiksle (stendų brėžiniai ir jų kalibravimo informacija pateikta B priede). Pagaminta įranga leido išbandyti elementus, kurių ilgis $L = 1500$ mm (2.4 lentelė). Bandymo stendų apkrovos perdavimo santykis 16:1. Pirmojo lygio svorto santykis 3,93:1, o antrojo – 4:1. Esant tokiems svortų santykiams panaudojus 10 kg svarmenį bandiniui perduodama 1,6 kN tempimo jėga.

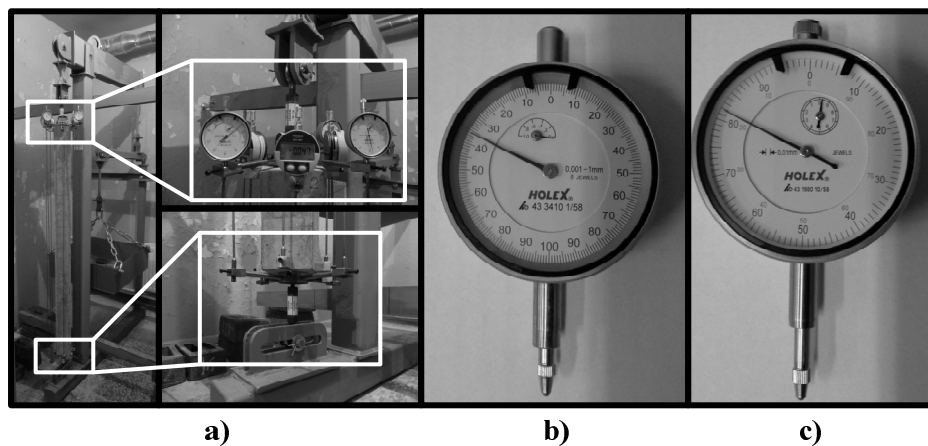
Eksperimentų metu taikyta trumpų (600–1000mm) elementų prietaisų išdėstymo schema (2.13 pav.). Elektroniniai (LVDT, 2.12c pav.) poslinkio matuokliai buvo pakeisti į ilgalaikiams eksperimentiniams tyrimams tinkančius mechaninius laikrodinio tipo matuoklius (2.25b ir c pav.). Deformacijos armatūroje fiksuotos matuokliais, kurių padalos vertė 0,01 mm (2.25b pav.), o betono paviršiuje – 0,001 mm (2.25b pav.). Deformacijų armatūroje matavimų bazė ≈ 1520 mm, o betono paviršiuje – ≈ 1480 mm.

Atliekant eksperimentą, kaip jau buvo minėta vidutinės elemento deformacijos matuotos dviem būdais: armatūros lygyje bei betono paviršiuje. Armatūros strypo deformacijų priklausomybės nuo laiko pateiktos 2.26 ir 2.27 paveiksluose. Grafikuose (2.26 ir 2.27 pav.) pavaizduota deformacijų ir laiko priklausomybės, gautos iš ilgalaikių deformacijų atėmus trumpalaikes. Trumpalaikės deformacijos fiksuotos pasiekus pastovios apkrovos ribą (30, 35 ir 40 kN). Betono paviršiaus deformacijų kitimas laike pateiktas C priede.



2.24 pav. Autoriaus suprojektuota ir pagaminta dviejų lygių svertinė bandymo sistema

Fig. 2.24. Lever two-level test frames designed of the author

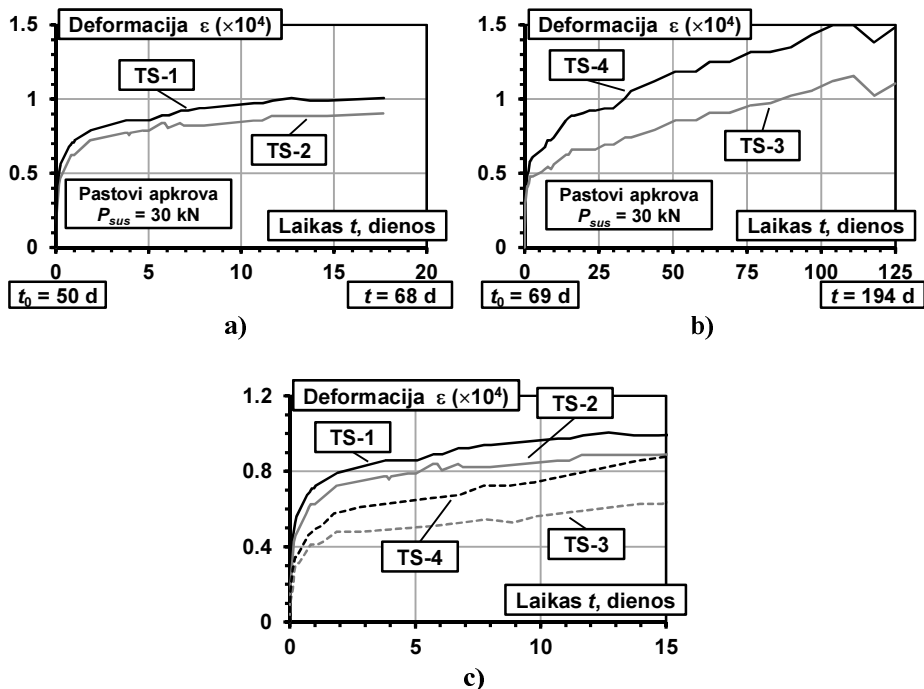


2.25 pav. Ilgalaike apkrova veikiamų elementų bandymas: a) prietaisų išdėstymas, b) bei poslinkio matuoklis prie armatūros ir c) betono paviršiuje

Fig. 2.25. Long-term tests: a) test setup, b) measurement device at the reinforcement and c) on the concrete surface

Dėl nevienodų elementų skerspjūvio matmenų, įpjovų geometrinių parametrų bei įpjovų kiekio (2.5 lentelėje), gauti skirtingi elementų standumai. TS-1

ir TS-2 elementuose atstumas tarp įpjovų ≈ 167 mm, o TS-3 ir TS-4 – 187 mm t. y. suformuotos, atitinkamai, 8 ir 7 įpjovos. 2.26a ir b paveiksluose pateikti elementų ilgalaikio deformacijų kitimo rezultatai. Aiškiai matomas TS-3 ir TS-4 elementų rezultatų nesutapimas (2.26b pav.). Dėl didesnio TS-3 elemento skerspjūvio ploto (2.23c pav.) gautos mažesnės ilgalaikių deformacijų reikšmės.

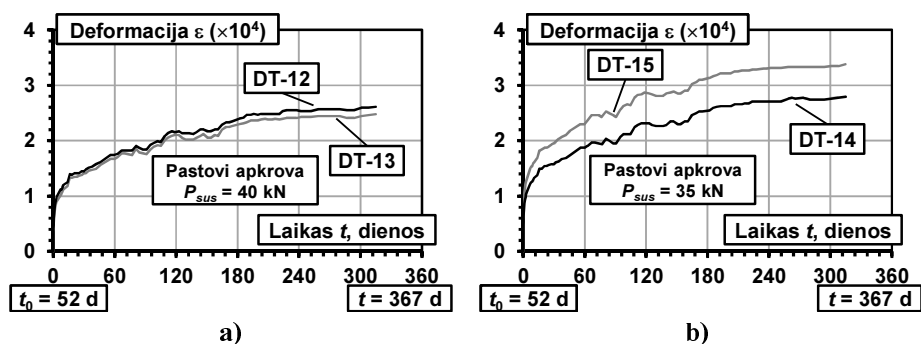


2.26 pav. II serijos elementų deformacijų ir laiko priklausomybės: a) TS-1 ir TS-2, b) TS-3 ir TS-4, c) visų elementų palyginimas

Fig. 2.26. Deformations in time for elements of series II: a) TS-1 and TS-2, b) TS-3 and TS-4, c) comparison of all elements

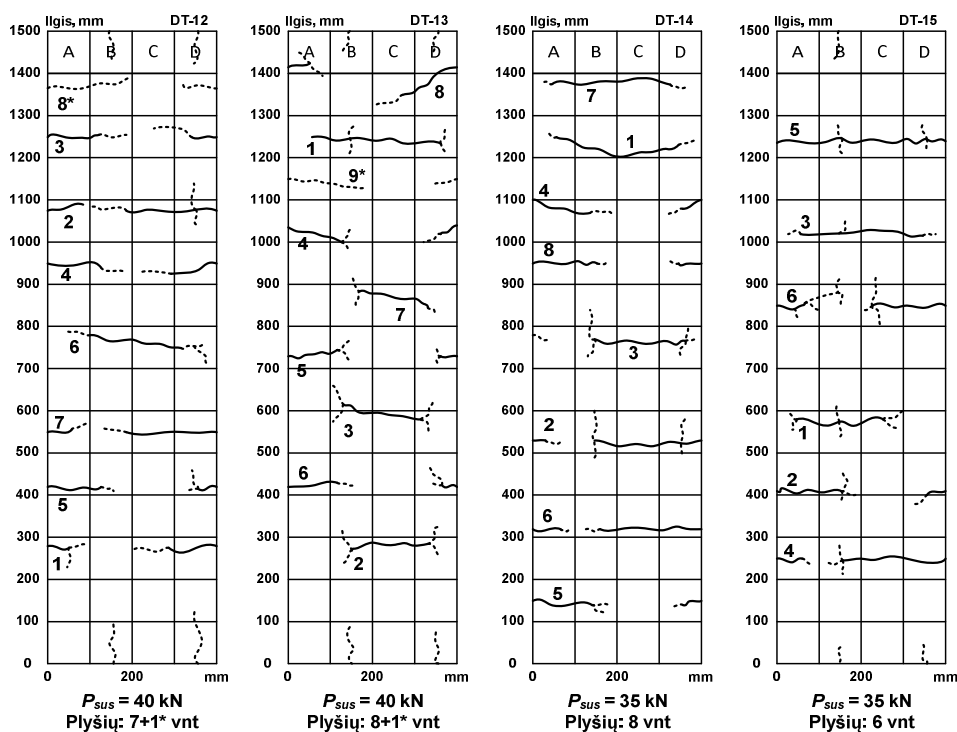
Tuo tarpu esant vienodam skerspjūvio plotui (2.5 lentelė) TS-1 ir TS-2 elementų deformacijos panašios (2.26a pav.). 2.26c paveiksle pateiktas gautų rezultatų, išbandžius susilpninto skerspjūvio elementus, palyginimas 15 dienų laikotarpyje.

Ilgalaikė apkrova veikiamų elementų eksperimentinėje programoje keturi vienodų geometrinių ir mechaninių savybių elementai buvo išbandyti nesilpninant jų skerspjūvių t. y. neformuojant įpjovų. Kaip jau buvo minėta, elementai bandyti prie skirtingų ilgalaikės apkrovos reikšmių (35 ir 40 kN).



2.27 pav. III serijos elementų deformacijų ir laiko priklausomybės: a) DT-12 ir DT-13, b) DT-14 ir DT-15

Fig. 2.27. Strains in time for elements of series III: a) DT-12 and DT-13, b) DT-14 and DT-15



2.28 pav. III serijos elementų plyšių schemas veikiant trumpalaikiai apkrovai (ištisinė linija) ir veikiant pastoviai apkrovai ilgą laiką (punkttyrinė linija)

Fig. 2.28. Crack patterns of the series III RC ties subjected to short-term (continuous lines) and long-term (dotted lines) loading

Gerau sutapo DT-12 ir DT-13 bandinių deformacijų ir laiko priklausomybės (2.27a pav.) juos veikiant pastovia 40 kN apkrova, o elementus veikiant 35 kN apkrova matomas didesnis deformacijų skirtumas. Mažesnės bandinio DT-14 deformacijos gautos dėl nevienodo elementuose (DT-14 ir DT-15) atsivėrusių plyšių skaičiaus (2.28 pav.). Esant didesniai plyšių skaičiui elemento vidutinė deformacija yra mažesnė dėl didesnio sunaudotos energijos kiekio plyšių susidarymo metu. Ši deformacijų ir plyšių kiekio priklausomybė, sunkiai pastebima dėl didesnio rezultatų išsibarstymo (2.26c pav.), kuriam įtakos galėjo turėti tam tikrose elementuose dirbtinai susilpnintas skerspjūvis.

2.28 paveiksle pateiktos III bandinių serijos elementų pleišėjimo schemos ilgalaikio bandymo pabaigoje. Elementų išklotinėse plyšiai atsivėrę trumpalaikio apkrovimo metu pažymėti ištisine linija, o ilgalaikio – punktyrine. Paveiksluose pateikta plyšių numeracija žymi jų atsiradimo seką (1 – pirmas atsivėręs plyšys).

Kaip matyti iš 2.28 paveikslų, elementuose DT-12 ir DT-13, kurie buvo veikiami 40 kN ilgalaikio apkrova, atsivėrė po vieną naują, statmeną elemento ašiai, plyšį (DT-12 – 8* ir DT-13 – 9*). Tuo tarpu elementuose, kuriuos veikė 35 kN ilgalaikio apkrova nauji normaliai plyšiai nesusidarė. Beveik visais atvejais elementuose susiformavo lygiagretūs elemento ašiai plyšiai.

2.4. Antrojo skyriaus išvados

Apibendrinus antrojo skyriaus rezultatus, galima teigti, kad:

1. Atlikus 33 armuoto betono elementų, veikiamų trumpalaikio apkrova, eksperimentinius tyrimus nustatyta, kad vidutinės deformacijos armatūros strype ir betono paviršiuje skiriasi. Priklausomai nuo elementų ilgio deformacijų skirtumas gali sudaryti iki 80 %.
2. Skirtingai nuo kitų mokslininkų atliekamų trumpalaikio apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentų šių tyrimų eigoje matuotos betono traukimosi ir valkšnumo deformacijos.
3. Autoriaus suprojektuota ir pagaminta įranga leidžia išbandyti tempiamuosius elementus iki 1500 mm ilgio, apkrovą didinant mažomis pakopomis (2 kN). Toks apkrovimo būdas lyginant su deformacijomis kontroliuojamais bandymo stendais leidžia atlikti ilgalaikius bandymus bei pakankamai tiksliai nustatyti elemento pleišėjimo apkrovą P_{cr} .
4. Aštuoni elementai buvo apkrauti ilgalaikio apkrova trijuose skirtinguose apkrovimo lygiuose (0,50, 0,57 ir 0,65 nuo ribinės apkrovos). Remiantis gautais eksperimentiniais rezultatais nustatyta, kad deformacijos kintant laikui didėja laipsniškai. Deformacijų pokyčių priklausomybės nuo apkrovimo lygmens nebuvo pastebėta.

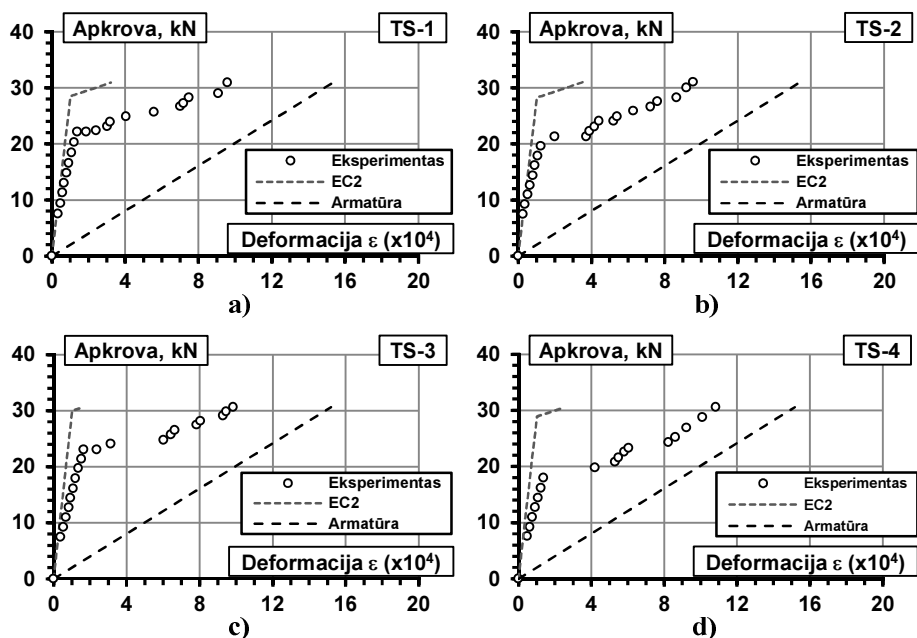
5. Eksperimentinių tyrimų metu vidutines elementų deformacijas matuojant dviem skirtingais būdais (armatūros strype ir betono paviršiuje) nustatyta, kad deformacijų nesutapimas priklauso nuo apsauginio betono sluoksnio storio.
6. Parodyta, kad skirtingais būdais nustatant armatūros ir jį supančio betono sąveikos dėsnį gaunamos skirtingos maksimalios sukibimo jėgos reikšmės. Skirtumas tarp ištraukimo ir lenkimo bandymų gali sudaryti iki 25 %.

Tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatų analizė

Šiame skyriuje aprašyta eksperimentinių tyrimų metu gautų ir Europos gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų metodu apskaičiuotų rezultatų palyginamoji analizė. Išbandytiems tempiamiesiems gelžbetoniniams elementams sudarytos teorinės apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramos trumpalaikio ir ilgalaikio apkrovimo atvejams. Pastarosios diagramos palygintos su atitinkamomis eksperimentinėmis kreivėmis. Atlikus palyginamąją analizę apibendrintos teorinių Euronormų metodu gaunamos paklaidos bei nustatytos jų atsiradimo priežastys. Skyriuje gauti rezultatai vėliau pritaikyti tikslinant Euronormose taikomą tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų apskaičiavimo metodą trumpalaikio ir ilgalaikio apkrovimo atvejais. Skyriaus tematika paskelbti 7 straipsniai (Gribniak *et al.* 2013, Kaklauskas *et al.* 2012, Timinskas *et al.* 2012, Kaklauskas *et al.* 2011, Jakubovskis *et al.* 2011, Jakubovskis and Gudonis 2011, Salys *et al.* 2010).

3.1. Trumpalaikis apkrovimas

Poskyryje pateikta trumpalaikė ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų teorinių ir eksperimentinių apkrovų ir deformacijų diagramų palyginamoji analizė. Rezultatų palyginimas II serijos ir III serijos DT grupės elementams pateikiamas 3.1–3.2 paveiksluose. Minėti elementai vėliau išbandyti ilgalaikė apkrova, o bandymų rezultatai aptarti 3.2 poskyryje. Šių elementų maksimalios bandomosios apkrovos lygmuo sudarė 50–65 % laikomosios galios. 3.3 paveiksle pateikiamos kai kurių I serijos ir III serijos P grupės elementų teorinės bei eksperimentinės kreivės. Šie elementai išbandyti tik trumpalaikė apkrova iki suirimo.

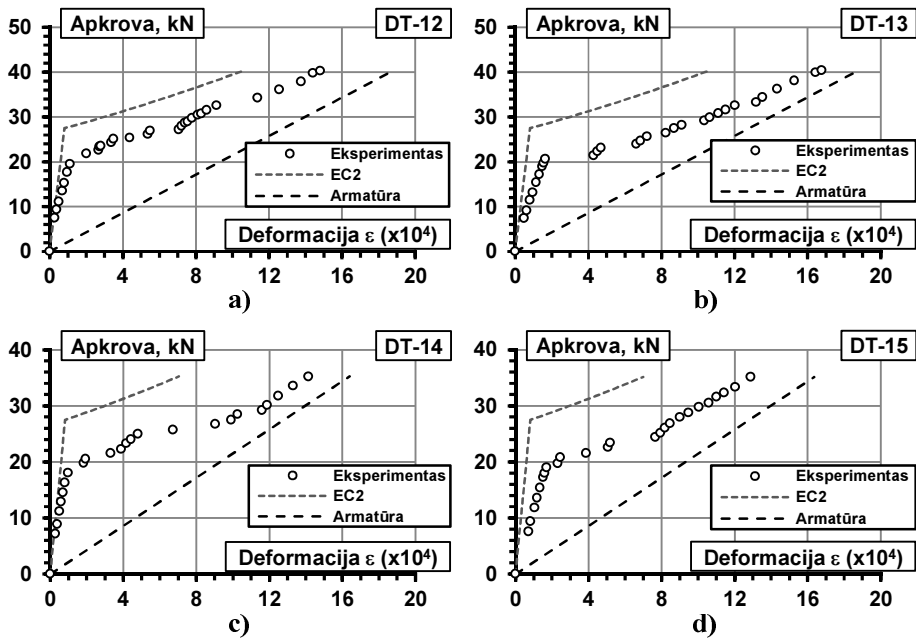


3.1 pav. II serijos elementų apkrovų ir deformacijų diagramos: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

Fig. 3.1. Load-strain diagrams for elements of series II: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 and d) TS-4

Teorinės diagramos sudarytos remiantis II skyriuje pateiktais eksperimentinių bandinių geometriniais parametrais ir medžiagų charakteristikomis. Vidutinių deformacijų ir apkrovų kreivės gautos taikant 1.3 poskyryje pateiktą Euro-normų metodą (CEN 2004). II serijos elementams su įpjovomis vidutinės de-

formacijos ir pleišėjimo apkrova apskaičiuotos atitinkamai sumažinant betono plotą. Teorinė pleišėjimo apkrova nustatyta pagal vidutinę tempiamojo stiprio reikšmę f_{ctm} . Pastaroji apskaičiuota pagal Euronormose reglamentuojamą išraišką (1 skyriaus 1.2 išraiška) taikant eksperimentiškai nustatytą 28 dienų amžiaus betono cilindrinį gniuždomąjį stiprį. Analogiškai apskaičiuotas ir betono tampumo modulis E_{cm} (1 skyriaus 1.7 išraiška). Kadangi daugelio elementų betono amžius bandymo dieną t_0 yra didesnis (2.4 lentelė), tempiamojo stiprio ir tampumo modulio kitimas laike įvertintas taikant atitinkamai 1.3 ir 1.8 išraiškas. II serijos ir III serijos DT grupės elementams (3.1 ir 3.2 pav.) pateiktos teorinės kreivės, sudarytos iki maksimalios bandomosios apkrovos lygmens (2.5 lentelė). O I serijos ir III serijos P grupės elementams (3.3 pav.) pateikiamos pilnos apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramos nuo apkrovimo pradžios iki elementų suirimo.

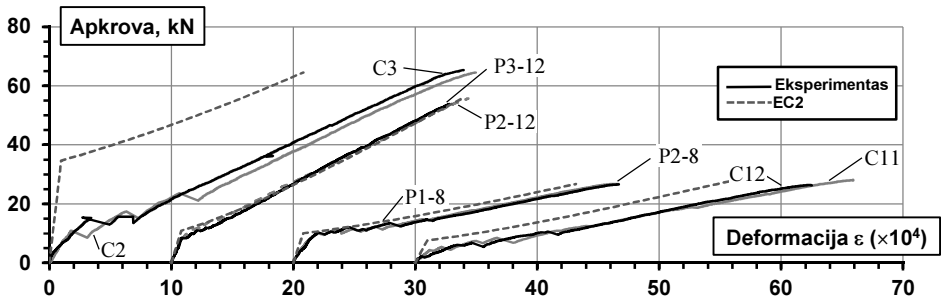


3.2 pav. III serijos DT grupės elementų apkrovų ir deformacijų diagramos: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

Fig. 3.2. Load-strain diagrams for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Eksperimentiškai nustatytos apkrovos ir vidutinių deformacijų kreivės 3.1 ir 3.2 paveiksluose žymimos taškais. Atitinkamai, 3.3 paveiksle dėl didelio ban-

dymo metu užfiksuotų stebėjimo taškų kiekio (šių elementų tyrimai vykdyti kontroliuojant deformacijų kitimą), eksperimentinės diagramos vaizduojamos ištisine linija. Pastarajame paveiksle taip pat matomas geras elementų, turinčių panašias fizikines ir geometrines charakteristikas, diagramų tarpusavio sutapimas, rodantis eksperimentinių rezultatų patikimumą. Reikia pažymėti, kad minėtuose paveiksluose pateiktose eksperimentinėse kreivėse vidutines elemento deformacijas atitinka bandymo metu išmatuoti armatūros strypo santykiniai pailgėjimai $(L_s + \Delta L_s) / L_s$, kur L_s – matavimų bazė (2.13a pav.), ΔL_s – armatūros strypo pailgėjimas.



3.3 pav. I serijos elementų apkrovų ir deformacijų diagramos

Fig. 3.3. Load-strain diagrams for elements of series I

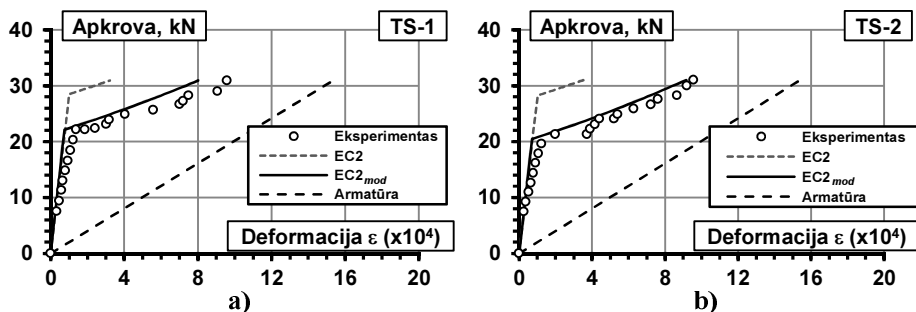
Tempiamojo sustandėjimo efekto (1.10 pav.) identifikavimui 3.1 ir 3.2 paveiksluose pateikiama plieninio strypo apkrovų ir deformacijų diagrama, atitinkanti pilnai supleišėjusio tempiamojo gelžbetoninio elemento elgseną. Tempiamojo sustandėjimo efektą charakterizuojantys kiekybiniai parametrai gali būti nustatyti taikant 1.3.1 skirsnyje aprašytą Euronormose reglamentuotą tempiamųjų gelžbetoninių elementų apkrovos ir vidutinių deformacijų modelį (1.12 pav.).

Iš pateiktų paveikslų matyti, kad po supleišėjimo daugelio elementų teorinių ir atitinkamų eksperimentinių kreivių charakteriai pakankamai neblogai sutampa kokybiniu požiūriu, t. y. abi kreivės yra apytiksliai lygiagretės. Vis dėlto bendrą rezultatų nesutapimą lemia diagramas apibūdinančių pagrindinių parametrų skirtumai. Visų pirma, pradinėje stadijoje iki elementų pleišėjimo aiškiai pastebimas teorinių ir eksperimentinių ašinių standumų $E_{cm}(A_c + nA_s)$ nesutapimas. Šiuos neatitikimus lemia nevienodas deformacijų pasiskirstymas elemento ilgyje. Euronormų metode taikoma prielaida, kad vidutinės deformacijos visame tempiamojo elemento ilgyje pasiskirsto vienodai. Tuo tarpu eksperimentinio elemento galuose deformacijos sukibimo įtempių perdavimo ilgyje l_{tr} yra kintamos nuo ε_s ties elemento kraštu iki ε_{sm} atstumu l_{tr} nuo elemento krašto. Pastara-

sis efektas gali būti įvertintas taikant diskretaus pleišėjimo koncepciją (Salys *et al.* 2010).

Kitas svarbus aspektas – teorinių ir eksperimentinių pleišėjimo ribų nesutapimas. II ir III serijos elementams teorinė pleišėjimo apkrova yra iki 65 % (3.1–3.3 pav.), o I serijos C grupės elementams – daugiau nei 90 % (3.3 pav.) didesnė už teorinę reikšmę. Šias tendencijas nesunkiai galima paaiškinti betono traukimosi įtaka pleišėjimo apkrovos sumažėjimui. Betonui traukiantis gelžbetoniniame elemente dar prieš apkrovimą atsiranda pradinis įtempių ir deformacijų būvis, kurį lemia armatūros sukeltas traukimosi deformacijų suvaržymas. Šis efektas vis labiau ryškėja didėjant armavimo procentui, kadangi didėja traukimosi deformacijas varžanti jėga armatūroje. Kita vertus, pleišėjimo apkrova mažėja elementus apkraunant vėlesniame amžiuje, kadangi elemente prieš apkrovimą pasireiškia didesnės traukimosi deformacijos. Tiesioginis betono traukimosi deformacijų neįvertinimas Euronormų metode lemia dideles paklaidas prognozuojant tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būvį.

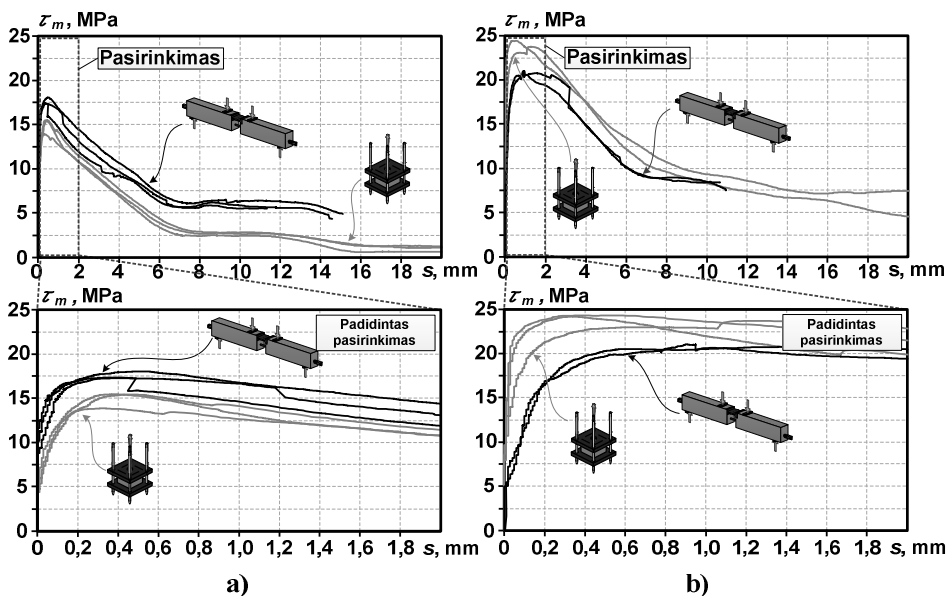
Betono traukimosi efekto įtaka pleišėjimo apkrovai aiškiai matoma 3.3 paveiksle. C grupės elementams, kurie apie 2 metus (720–770 dienų) kietėjo natūraliomis sąlygomis, esant 56 % vidutiniam aplinkos drėgniui, pastebimas ryškus teorinių ir eksperimentinių pleišėjimo jėgų nesutapimas. Tuo tarpu, P grupės elementams, kurie iki bandymo dienos ($t_0 = 33$ –65 dienos) kietėjo vandenyje, t. y. traukimosi deformacijos iki apkrovimo $\epsilon_{cs} \approx 0$, teorinių ir eksperimentinių rezultatų sutapimas yra ženkliai geresnis. Šios tendencijos taip pat byloja apie Europos projektavimo normų metodikos adekvatumą stadijoje nuo elemento supleišėjimo iki suirimo.



3.4 pav. II serijos a) TS-1 ir b) TS-2 elementų teorinių apkrovų ir deformacijų diagramų tikslinimas

Fig. 3.4. Corrections of theoretical load-strain diagrams for elements a) TS-1 and b) TS-2 of series II

Patikslintos Euronormų apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramos II serijos TS-1 ir TS-2 elementams pateiktos 3.4 paveiksle. Pastarosios diagramos sudarytos skaičiavimuose priėmus eksperimentinę pleišėjimo jėgos reikšmę P_{cr} ir žymimos $EC2_{mod}$. Šiuo būdu netiesiogiai įvertinta betono traukimosi įtaka skaičiavimo rezultatams. Gautų rezultatų palyginimas rodo, kad po pleišėjimo eksperimentinės ir teorinės kreivės sutampa pakankamai gerai. Nežymios paklaidos gautos prieš elementui supleišėjant. Šių neatitikimų priežastys aptartos anksčiau. Gauti rezultatai rodo, kad priėmus adekvačias pleišėjimo apkrovos reikšmes gaunami pakankamai tikslūs rezultatai visose trumpalaikio apkrovimo stadijose. Panašios tendencijos gautos ir kitiems eksperimentiniams bandiniams.



3.5 pav. Sukibimo įtempių ir slinkties diagramos: a) stiklo puošto (GFRP) ir b) plieninių strypų

Fig. 3.5. Bond-slip diagrams for: a) GFRP and b) steel bars

Gelžbetoninių elementų modeliavime taip pat svarbi betono ir armatūros sąveika (Timinskas *et al.* 2012, Jakubovskis *et al.* 2011). Iš atliktų eksperimentinių sukibimo tyrimų pagal 1.4.3 skirsnyje aptartą metodiką buvo nustatytos sukibimo įtempių ir slinkties diagramos. Šios diagramos kiekvienam bandiniui atskirai pateiktos D priede. Elementuose su stiklo pluošto strypais vidutinių sukibimo įtempių ir praslydimo diagramos pateiktos 3.5a paveiksle. Stiklo puošto strypų ir betono sukibimas charakterizuotas pastoviu sukibimo įtempių τ_m kilimu iki didžiausios reikšmės, kuri buvo pasiekta prie 0,4–0,6 mm praslydimo reikš-

mės. Įtempių maksimumas kito nuo 14,0 iki 18,0 MPa atitinkamai ištraukimo bandiniuose ir lenkiamose sijose. Pasiekus maksimalų tašką nustatytas sukibimo degradavimas. Tai gali būti paaiškinta sukibimo paviršiaus tarp armatūros ir betono, taip pat ir aplink armatūros strypą esančio betono, pažeidimu. Praslydimui pasiekus 6 mm reikšmę dėl trinties tarp betono ir armatūros išlieka tam tikro dydžio sukibimo įtempiai.

Gauti rezultatai naudojant plieninius strypus (3.5a pav.) gerai sutapo su ankstesnių tyrimų rezultatais, kai buvo lyginami ištraukimo ir lenkimo metodai (Ametrano 2011, Wildermuth and Hofmann 2012). Gauti rezultatai taip pat patvirtina sukibimo mechanikos principus, t.y. didesni sukibimo įtempiai gaunami ištraukimo bandymų metu dėl strypo apspaudimo ir padidėjusios trinties poveikių. Be to, pakankamai didelis strypo inkaravimo ilgis ($5D$), lyginant su lenkiamais elementais ($10D$), taip pat didina vidutinius sukibimo įtempius, tai įrodo ir ankstesni eksperimentiniai tyrimai (Shima *et al.* 1987, Cosenza *et al.* 2002, Baena 2010, Baena *et al.* 2009). Taip pat įtakos gautiems rezultatams turi ir betonavimo kryptis (apkrovos kryptis buvo priešinga betonavimo kryptčiai) (FIB Bulletin). Kitų autorių atliktais tyrimais nustatyta, kad visi šie efektai padidina sukibimo įtempius ištraukimo bandymuose 20–25 %.

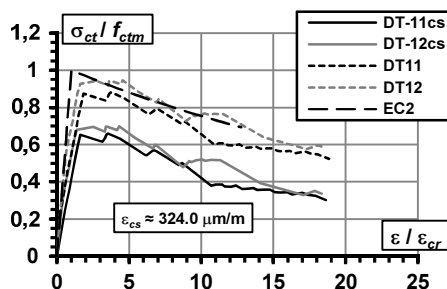
Lyginant rezultatus gautus naudojant plieninius strypus ir stiklo pluošto strypus pastebimos priešingos tendencijos. Sukibimo įtempiai gauti 20 % mažesni ištraukiant strypą iš betoninio kubelio nei atliekant lenkimo bandymus (3.5a pav.). Tai gali būti paaiškinta lenkiamo elemento elgsena, o taip pat plieno ir stiklo pluošto strypų tamprumo modulių skirtumu. Apytiksliai 3,3 karto už plieno mažesnis stiklo pluošto strypų tamprumo modulis iššaukia daug didesnę įlinkį, kuris sąlygoja papildomas jėgas, didinančias trintį tarp betono ir armatūros. Didžiausi sukibimo įtempiai, gauti prie 0,5–1 mm praslydimo reikšmės, kito nuo 20,0 iki 24,5 MPa atitinkamai lenkiamose sijose ir ištraukimo bandiniuose.

Iš atliktų tyrimų galima daryti išvadą, kad natūralių geometrinių parametrų elementuose dėl didelio armatūros inkaravimo ilgio nepasiekama maksimali sukibimo įtempių reikšmė. Dėl šios priežasties skaitiniame modeliavime galima taikyti vidutinių deformacijų koncepciją.

Apkrovų ir deformacijų diagramos, pateiktos 3.1–3.3 paveiksluose, gali būti panaudotos sudarant teorines ir eksperimentines vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagramas, reprezentuojančias tempiamojo sustandėjimo efektą. Šis efektas integraliai atspindi betono ir armatūros sąveiką visame elemento ilgyje. Teoriniai ir eksperimentiniai tempiamojo sustandėjimo modeliai gaunami taikant atitinkamas apkrovų ir deformacijų diagramas bei 1.3.1 skirsnyje pateiktą algoritmą (1.21–1.24 išraiškos). Teorinių ir eksperimentinių tempiamojo sustandėjimo diagramų sugretinimui pasirinkti III serijos elementai DT-11 ir DT-12 (2.4 lentelė). Šių elementų nominalūs geometriniai parametrai ir medžiagų charakteristikos yra vienodos. Elementai 41–52 dienas kietėjo natūraliose sąlygose

esant 64 % drėgniui, o betono traukimosi deformacijos bandymų dieną ($t_0 = 41 - 52$) buvo $\varepsilon_{cs} \approx 280 \mu\text{m} / \text{m}$. DT-11 elementas buvo veikiamas tik trumpalaikė apkrova, tuo tarpu DT-12 elementas – tiek trumpalaikė, tiek ilgalaikė apkrova laikotarpyje $t - t_0 = 315$ dienų. Nagrinėjamų elementų vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų sąryšiai pateikti 3.6 paveiksle. Šio paveikslo abscisių ašyje pateiktos normalizuotos vidutinės tempiamojo betono deformacijos, susietos su pleišėjimo deformacijomis $\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}$. Ordinačių ašyje atidėta normalizuota tempimo įtempių reikšmė, susieta su Euronormose reglamentuojamu vidutiniu tempiamojo betono stipriu f_{ctm} .

„EC2“ kreivė 3.6 paveiksle atitinka teorinę tempiamojo sustandėjimo diagramą (Jakubovskis and Gudonis 2011), gautą iš apkrovų ir vidutinių deformacijų kreivės, sudarytos taikant Euronormų metodą (Salys *et al.* 2010). Eksperimentinės kreivės gautos dviem būdais: nevertinant ir vertinant betono traukimosi deformacijų įtaką pleišėjimo apkrovai. Pirmąjį atvejį atitinka kreivės „DT-11“ ir „DT-12“. Šios kreivės gautos iš eksperimentinių apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramų, kuriose pleišėjimo apkrova apskaičiuojama eliminuojant betono traukimosi deformacijų sukeltą įtempių ir deformacijų būvį prieš elemento apkrovimą. Kitaip tariant, apkrovos ir vidutinių deformacijų kreivėje dirbtinai padidinama pleišėjimo apkrova. Šis skaičiavimo algoritmas, kurį pasiūlė mokslinio darbo vadovas ir konsultantas (Gribniak *et al.* 2013, Kaklauskas *et al.* 2012, Kaklauskas *et al.* 2011, Kaklauskas *et al.* 2009, Gribniak 2009, Kaklauskas and Gribniak 2011), aprašytas 1.3.2 skirsnyje. Iš pateiktų diagramų matyti, kad nevertinant betono traukimosi deformacijų gaunamas geras teorinių ir eksperimentinių tempiamojo sustandėjimo modelių sutapimas. Tai dar kartą įrodo, kad Euronormų metodu gaunami patikimi apkrovų ir deformacijų sąryšiai, kai betono traukimosi deformacijos $\varepsilon_{cs} \approx 0$. Šiuo atveju gauti teoriniai rezultatai adekvačiai atspindi tempiamųjų gelžbetoninių elementų elgseną visose įtempių ir deformacijų būvio stadijose nuo apkrovimo pradžios iki armatūros takumo.

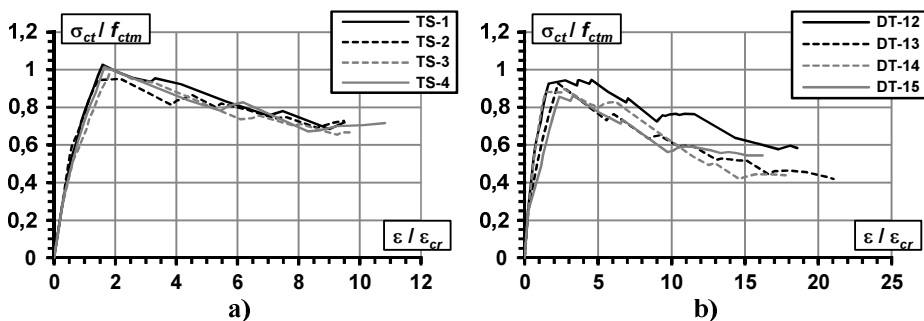


3.6 pav. Betono traukimosi deformacijų įtaka tempiamojo sustandėjimo diagramoms

Fig. 3.6. Influence of concrete shrinkage for tension stiffening diagrams

Antruoju atveju eksperimentinė tempiamojo sustandėjimo diagrama gauta iš susitraukusio gelžbetoninio elemento eksperimentinių duomenų, t. y. įvertinus betono traukimosi įtaką. Šios diagramos 3.6 paveiksle atitinka kreives „DT-11cs“ ir „DT-12cs“. Iš pateiktų kreivių matyti, kad skirtingomis prielaidomis gautų eksperimentinių tempiamojo sustandėjimo diagramų maksimalių įtempių reikšmės tarpusavyje skiriasi $\approx 30\%$. Abiem atvejais gautų diagramų krentančiųjų dalių lygiagretumas patvirtina, kad betono traukimosi deformacijos turi reikšmingos įtakos tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būviui stadijoje iki pleišėjimo. Panašios tendencijos gautos ir palyginus nagrinėjamas eksperimentines („DT-11cs“ ir „DT-12cs“) bei teorines („EC2“) kreives.

Normalizuotos eksperimentinės tempiamojo sustandėjimo kreivės II serijos ir III serijos DT grupės elementams eliminavus betono traukimosi deformacijas pateikiamos 3.7 paveiksle. Reikia priminti, kad II serijos elementuose prieš bandymą buvo suformuotos įpjovos. Šiame paveiksle matyti, kad esant iš anksto suformuotiems atstumams tarp plyšių gaunamas mažesnis rezultatų išsibarstymas. III serijos DT grupės elementuose bandymo metu plyšių formavimasis yra atsitiktinis ir priklauso nuo fizikinių ir geometrinių parametrų sklaidos elemento ilgyje. Tai lemia DT grupės elementams gautą sąlyginai didesnę normalizuotų kreivių nesutapimą.



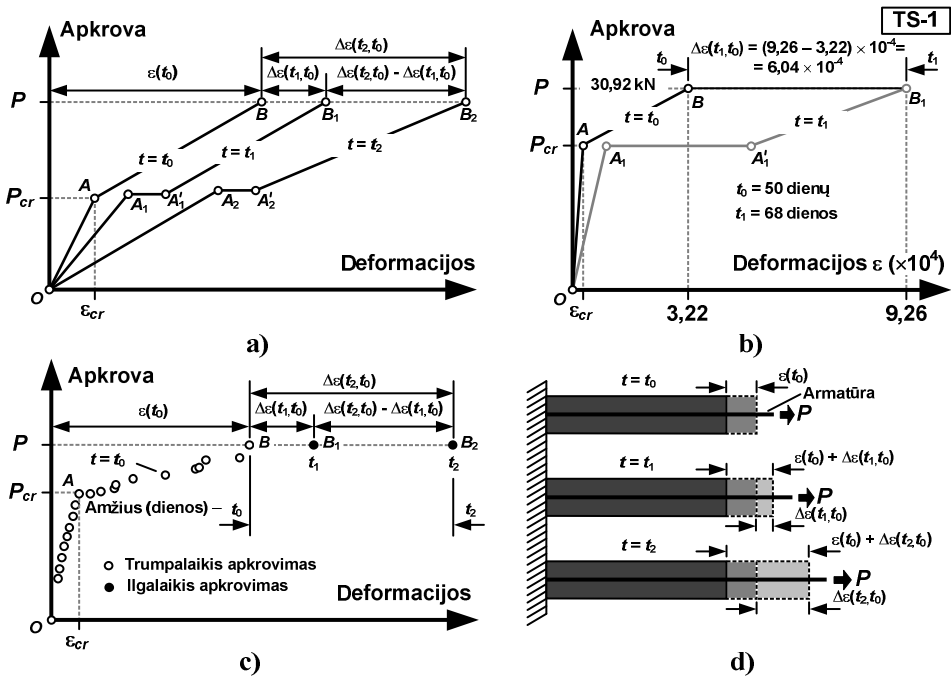
3.7 pav. Tempimo sustandėjimo diagramos elementų: a) su įpjovomis ir b) be įpjovų

Fig. 3.7. Tension stiffening diagrams for elements: a) with notches and b) without notches

Įpjovų suformavimas turi įtakos ir plyšių vystymosi tendencijoms. Tikėtina, kad elementuose be įpjovų šalia pagrindinių plyšių formuojasi ir mikro plyšiai, kurie mažina atsparumą pleišėjimui. Elementuose su įpjovomis mikro plyšiai formuojasi vėlesnėse apkrovimo stadijose. Šias tendencijas atspindi skirtingos nagrinėjamų elementų normalizuotų įtempių σ_{ct}/f_{ctm} reikšmės, kurios tarpusavyje skiriasi iki 16% .

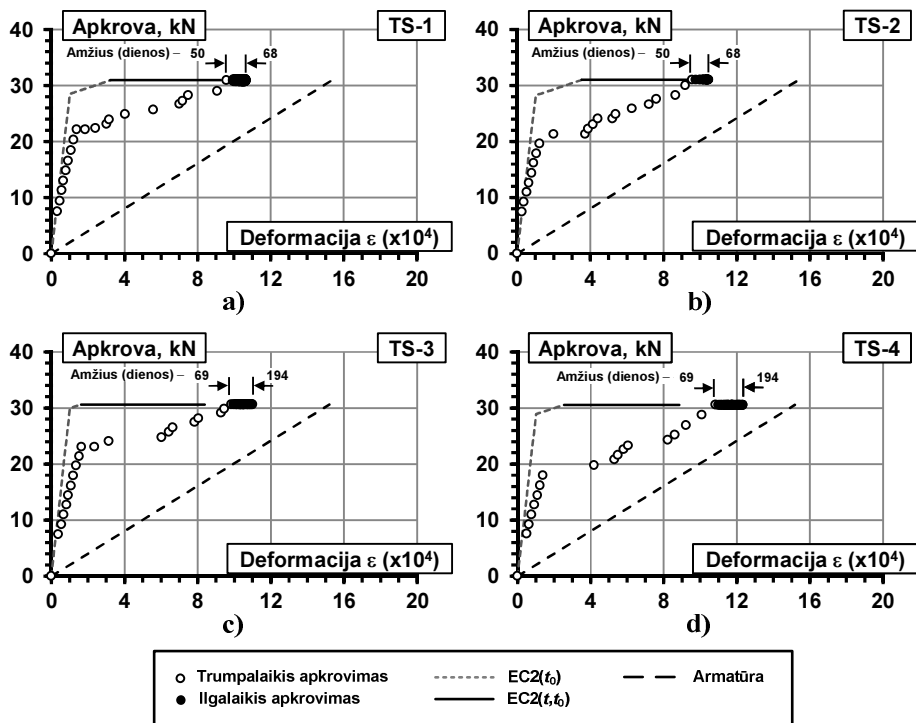
3.2. Ilgalaikis apkrovimas

Šiame poskyryje atlikta ilgalaikie ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų teorinių ir eksperimentinių apkrovų ir deformacijų diagramų palyginamoji analizė. Analizėje panaudoti ilgalaikie apkrova išbandytų II serijos ir III serijos DT grupės elementų duomenys, kurie gauti trims skirtingiems laiko intervalams: II serijai – 18 ir 125, III serijai – 315 dienų. Nagrinėjami elementai apkrauti trimis skirtingais lygmenimis: II serijos elementai – ≈ 30 kN arba 50 % laikomosios galios, III serijos DT-14 bei DT-15 elementai – ≈ 35 kN arba 57 % laikomosios galios, III serijos DT-12 bei DT-13 elementai – ≈ 40 kN arba 65 % laikomosios galios.



3.8 pav. Apkrovų ir deformacijų diagramos: a) teorinės laiko momentais t_0 , t_1 ir t_2 , b) teorinės elemento TS-1 laiko momentais t_0 ir t_1 , c) apibendrinta eksperimentinė trumpalaikio ir ilgalaikio apkrovimo atvejams bei d) elemento vidutinių deformacijų pokyčiai skirtingais laiko momentais.

Fig. 3.8. Load-strain diagrams: a) theoretical at the moments of t_0 , t_1 ir t_2 , b) theoretical at the moments of t_0 and t_1 for element TS-1, c) experimental for short-term and long-term loading d) development of average strain at different moments of time.

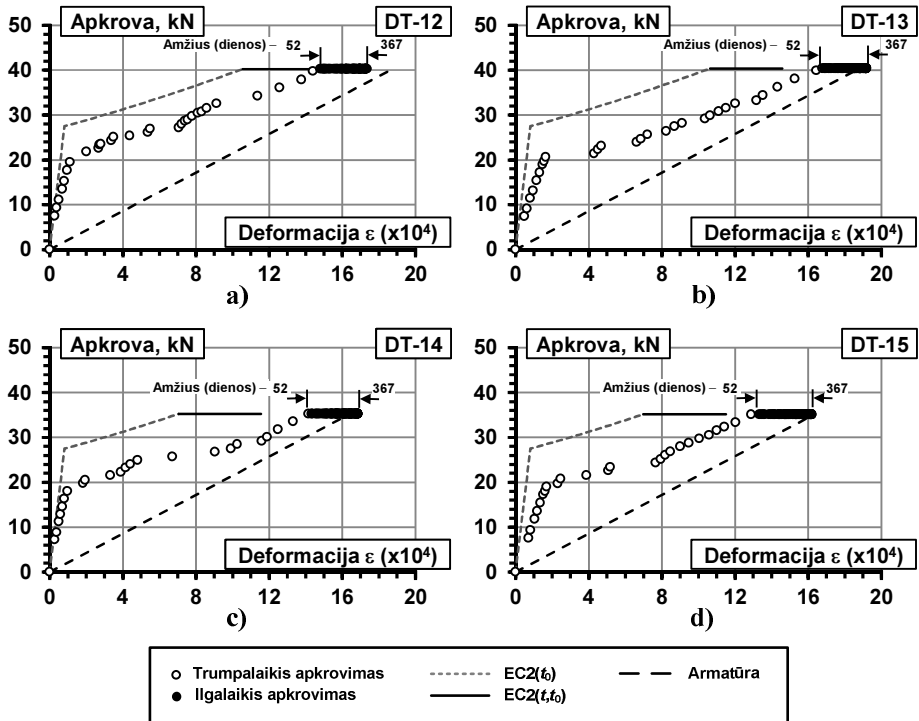


3.9 pav. II serijos elementų ilgalaikės apkrovų ir deformacijų diagramos: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

Fig. 3.9. Load-strain diagrams for elements of series II at long-term conditions: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 and d) TS-4

Teorinių diagramų sudarymo algoritmas yra analogiškas trumpalaikio apkrovimo atvejui, tačiau papildomai įvertinamas ilgalaikio betono valkšnumo efektas. Betono valkšnumas įvertintas taikant betono *efektyviųjų modulį*, apskaičiuojamą pagal 1.1 poskyryje pateiktą 1.5 išraišką. Gelžbetoninių elementų ilgalaikių deformacijų kitimui įtakos turi ir betono traukimas. Vis dėlto šis efektas palyginamojoje analizėje nevertinamas, kadangi to neregulmentuoja Europos projektavimo normos. Teorinių diagramų sudarymo principas pateiktas 3.8a paveiksle. Šiame paveiksle kreivė OAB atitinka laiko momentu t_0 trumpalaikę apkrovą apkrauto elemento elgseną. Kreivės $OA_1A'_1B_1$ ir $OA_2A'_2B_2$ atspindi ilgalaikę apkrovą veikiamo elemento apkrovos ir vidutinių deformacijų sąryšius įvertinus betono valkšnumą atitinkamai laiko momentu t_1 ir t_2 . Svarbu paminėti, kad teorinėse kreivėse ilgalaikio apkrovimo atveju ties pleišėjimo apkrova gaunamas staigus deformacijų pokytis (tiesės $A_1A'_1$ ir $A_2A'_2$). Šis prieaugis gaunamas

dėl Euronormų metodikoje taikomo interpoliacinio koeficiento ξ padidėjimo. Elementui supleišęs pastarojo koeficiento apskaičiavimo išraiškoje (1.18) ilgalaikio apkrovimo atveju įvedamas koeficientas $\beta = 0,5$, kuris lemia parametro ξ , o kartu ir vidutinių deformacijų augimą.



3.10 pav. III serijos DT grupės elementų ilgalaikių apkrovų ir deformacijų diagramos:
a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

Fig. 3.10. Load-strain diagrams for DT group elements of series III at long-term conditions: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Bet kuriame apkrovimo lygmenyje ilgalaikių deformacijų prieaugis $\Delta\epsilon(t, t_0)$ apskaičiuojamas kaip skirtumas tarp apkrovų ir deformacijų kreivių atitinkamai laiko momentais t ir t_0 . Šis principas galioja veikiant laike nekintančiai ilgalaikiai apkrovai. Kaip pavyzdį galima panagrinėti 3.8a paveiksle pateiktas diagramas laiko momentais t_0 , t_1 ir t_2 . Veikiant pastoviai ilgalaikiai apkrovai deformacijų prieaugis $\Delta\epsilon(t_1, t_0)$ laiko momentu t_1 atitinka deformacijų skirtumą taškuose B_1 ir B . Deformacijų pokytis $\Delta\epsilon(t_2, t_0)$ nustatomas iš ilgalaikių deformacijų taške B_2 atimant trumpalaikes deformacijas taške B .

II serijos TS-1 elemento teorinės kreivės trumpalaikio ir ilgalaikio apkrovimo atvejais pateiktos 3.8b paveiksle. Laiko momentu $t_0 = 50$ dienų elementas buvo palaipsniui apkrautas trumpalaikė apkrova $P = 30,92$ kN. Ilgalaikio bandymo metu pastaroji apkrova išlaikyta nekintama $t_1 - t_0 = 68 - 50 = 18$ dienų laikotarpyje. Iš pateikto paveikslo matyti, kad trumpalaikės elemento vidutinės deformacijos veikiant maksimaliai trumpalaikėi apkrovai buvo $\varepsilon(t_0) = 3,22 \times 10^{-4}$ (taškas B). Remiantis pateikta metodika sudaryta apkrovų ir vidutinių deformacijų diagrama laiko momentu $t_1 = 68$ dienos ($OA_1A_1B_1$). Ilgalaikių deformacijų prieaugis $\Delta\varepsilon(t_1, t_0)$ atitinka deformacijų skirtumą taškuose B_1 ir B , t. y. $\Delta\varepsilon(t_1, t_0) = (9,26 - 3,22) \times 10^{-4} = 6,04 \times 10^{-4}$. Toliau šiame darbe Euro normų teorinį modelį ilgalaikio ir trumpalaikio apkrovimo atvejais atitinka apibendrinta diagrama, kurioje apkrovos ir vidutinių trumpalaikių deformacijų sąryšį vaizduoja kreivė OAB , o ilgalaikių deformacijų prieaugį – tiesė BB_1 (3.8b pav.). Remiantis pateiktais principais sudarytos teorinės kreivės ir kitiems išbandytiems elementams.

Ekspperimentų metu gautų rezultatų interpretacija apibendrintai pateikta 3.8c paveiksle. Šiame paveiksle balta spalva pažymėti bandymo taškai atitinka trumpalaikės apkrovos ir vidutinių deformacijų sąryšį. Jame apkrova P atitinka maksimalų trumpalaikės apkrovos lygmenį. Horizontalioje kreivės dalyje juodais taškais žymimi suminiai deformacijų prieaugiai laiko momentais t_1 ir t_2 , veikiant laike nekintamai apkrovai P . Šie prieaugiai kiekvienu laiko momentu nustatyti eksperimentinių tyrimų metu. Trumpalaikė ir ilgalaikė apkrova veikiamo tempiamojo elemento deformavimosi schema detalizuota 3.8d paveiksle. Veikiant trumpalaikėi maksimaliai apkrovai P elementas deformuojasi dydžiu $\varepsilon(t_0)$ (taškas B 3.8c paveiksle). Išlaikant apkrovą P nekintamą laiko intervale $t_1 - t_0$ gaunamas deformacijų prieaugis $\Delta\varepsilon(t_1, t_0)$ (taškas B_1 3.8c paveiksle). Laiko momentu t_2 deformacijų prieaugis yra $\Delta\varepsilon(t_2, t_0)$ (taškas B_2 3.8c paveiksle). Deformacijų prieaugis tarp gretimų laiko momentų gali būti nustatytas kaip atitinkamais laiko momentais užfiksuotų deformacijų prieaugių skirtumas, pvz., $\Delta\varepsilon(t_2, t_1) = \Delta\varepsilon(t_2, t_0) - \Delta\varepsilon(t_1, t_0)$. Suminės elemento deformacijos bet kuriuo laiko momentu nustatomos kaip trumpalaikių deformacijų ir ilgalaikių deformacijų prieaugio suma, pvz., $\varepsilon(t_1, t_0) = \varepsilon(t_0) + \Delta\varepsilon(t_1, t_0)$. Taikant aukščiau paminėtus principus sudarytos eksperimentinių apkrovų ir vidutinių deformacijų diagramos visiems trumpalaikėi ir ilgalaikėi apkrovai išbandytiems II serijos ir III serijos DT grupės elementams.

Teorinių ir eksperimentinių rezultatų palyginimas pateiktas 3.9 ir 3.10 paveiksluose. Juose apibendrintos teorinės kreivės pateiktos grafiškai atskiriant trumpalaikių (pilka brūkšninė kreivė) ir ilgalaikių (ištininė juoda linija) apkrovų sukeltas deformacijas.

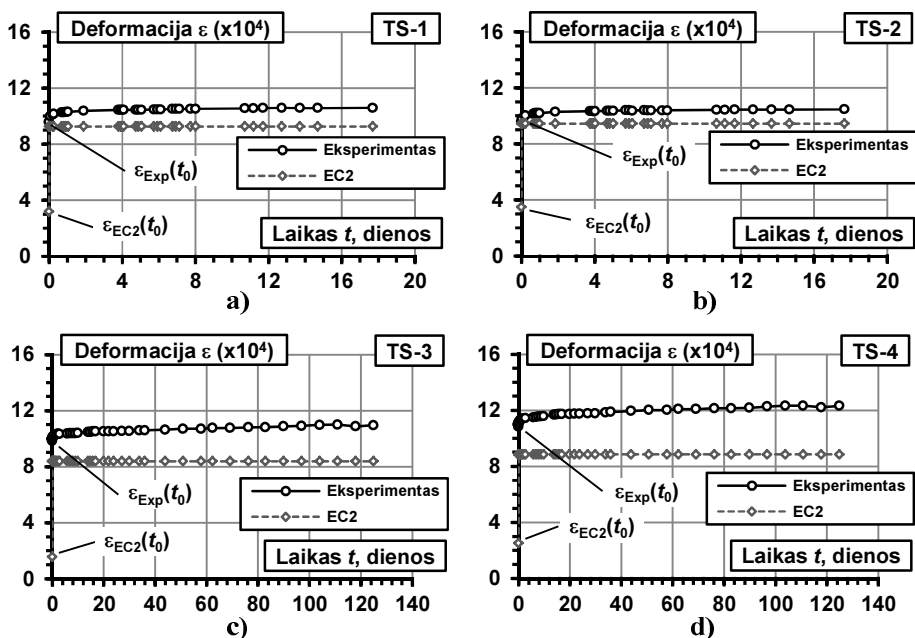
Siekiant kiekybiškai įvertinti tempiamojo sustandėjimo kitimą 3.9 ir 3.10 paveiksluose papildomai pateiktos apkrovos ir armatūros strypo deformacijų

diagramos (juoda brūkšninė linija). Pateiktas betono amžius atitinka apkrovimo momentą t_0 (50–69 dienos) ir maksimalų eksperimentinį stebėjimo laiką t (52–367 dienos). Toliau šiame poskyryje pateikiamas teorinių ir eksperimentinių ilgalaikių deformacijų palyginimas.

II ir III serijos elementų skirtingas teorinių deformacijų augimo laike tendencijas galima pastebėti 3.9 ir 3.10 paveiksluose. Reikia pažymėti, kad teoriniams ilgalaikių deformacijų prieaugiams mažai įtakos turi apkrovimo trukmė, juos lemia skirtingas trumpalaikio apkrovimo lygmuo. II serijos elementai buvo apkrauti trumpalaikė apkrova, kurios santykis su pleišėjimo riba buvo $\approx 0,9$ – $0,95$ (P_{cr} – teorinė pleišėjimo riba, apskaičiuota pagal Euronormas). Atitinkamai, III serijos elementams šis santykis buvo $\approx 0,7$ – $0,8$.

Santykio P_{cr} / P reikšmei artėjant prie 1 Euronormų modeliu gaunamas ilgalaikių deformacijų prieaugio $\Delta \varepsilon(t, t_0)$ ir trumpalaikių deformacijų $\varepsilon(t_0)$ santykis didėja (3.9 ir 3.10 pav.). Pavyzdžiui, II serijos TS-1 elementui, kurio apkrovimo lygmuo $P_{cr} / P \approx 0,9$, trumpalaikės deformacijos buvo $\varepsilon(50) = 3,15 \times 10^{-4}$, o ilgalaikių deformacijų prieaugis laiko momentu $t = 68 - \Delta \varepsilon(68, 50) = 6 \times 10^{-4}$, o jų santykis $-\Delta \varepsilon(68, 50) / \varepsilon(50) = 1,9$. III serijos DT-12 elementui, kurio apkrovimo lygmuo $P_{cr} / P \approx 0,7$, trumpalaikės deformacijos buvo $\varepsilon(52) = 10,29 \times 10^{-4}$, o ilgalaikių deformacijų prieaugis laiko momentu $t = 367 - \Delta \varepsilon(367, 52) = 4,2 \times 10^{-4}$, o jų santykis $-\Delta \varepsilon(367, 52) / \varepsilon(52) = 0,4$. Matome, kad III serijos DT grupės elementui net ir esant didesnei ilgalaikio apkrovimo trukmei gaunamas ženkliai mažesnis ilgalaikių deformacijų prieaugio santykis su trumpalaikėmis deformacijomis, o trumpalaikėms deformacijoms gauta priešinga tendencija. Reikia pažymėti, kad didesnis ilgalaikių deformacijų prieaugis gautas dėl Euronormų metode taikomo interpoliacinio koeficiento ξ , kuris susietas atvirkštine kvadratine priklausomybe su santykiu P_{cr} / P (1.18 išraiška). Kita vertus, ilgalaikio apkrovimo atveju parametro ξ apskaičiavimo išraiškoje įvedamas papildomas koeficientas $\beta = 0,5$, dėl kurio gaunamas staigus deformacijų prieaugis ties pleišėjimo apkrova (3.8a pav.). Esant apkrovos lygiui, artimam pleišėjimo ribai, šis prieaugis sudaro didžiąją dalį ilgalaikio deformacijų prieaugio bei reikšmingą suminių deformacijų dalį laiko momentu t . Aukštesniuose apkrovimo lygmenyse šio prieaugio dalis tiek ilgalaikių deformacijų pokyčio, tiek suminių deformacijų atžvilgiu mažėja.

Kaip jau minėta teoriniame Euronormų metode, ilgalaikių deformacijų prieaugis laike mažai priklauso nuo apkrovos veikimo trukmės. Tai aiškiai matyti iš 3.9 paveikslo. TS-1 ir TS-2 elementams, kurių apkrovimo trukmė sudarė 18 dienų, gautas panašus ilgalaikių deformacijų prieaugis kaip ir TS-3 bei TS-4 elementams, kurie ilgalaikė apkrova buvo veikiami 125 dienas. Ilgalaikių deformacijų prieaugis šiems elementams skiriasi iki 13 %.



3.11 pav. II serijos elementų ilgalaikių deformacijų ir laiko diagramos: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

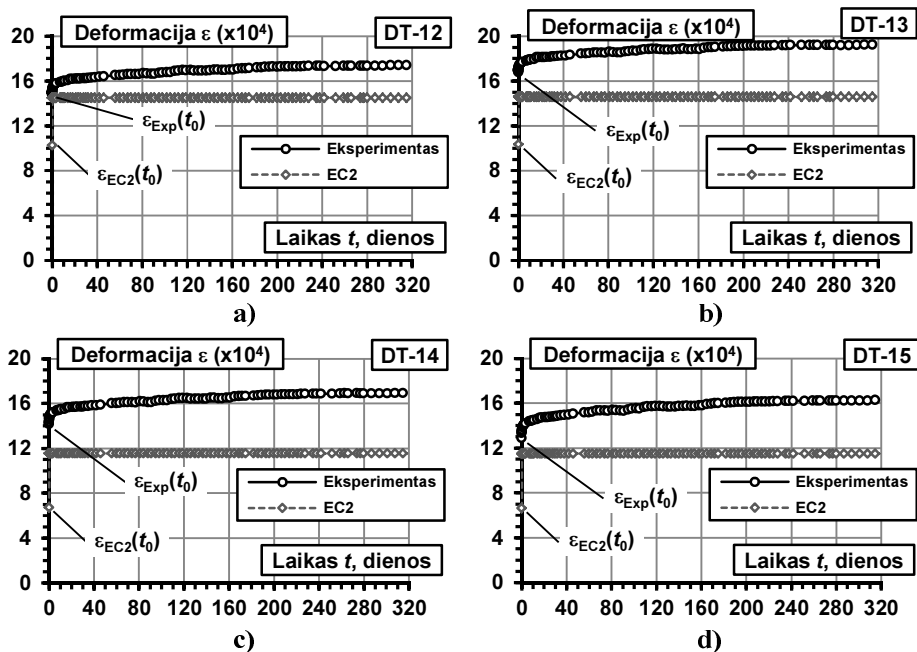
Fig. 3.11. Diagrams of long-term strains in time for elements of series II: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 and d) TS-4

Eksperimentiniuose tyrimuose gautas kitoks ilgalaikių deformacijų augimo pobūdis. Kaip matyti iš 3.9 ir 3.10 paveikslų, visiems elementams gauti ilgalaikių deformacijų prieaugiai laipsniškai auga didėjant apkrovos veikimo trukmei ir mažai priklauso nuo apkrovimo lygmens.

Tiek teorinėse, tiek ir eksperimentinėse kreivėse galima pastebėti ilgalaikio apkrovos poveikio sukeltą tempiamojo sustandėjimo efekto degradavimą, kuris priklauso nuo apkrovos veikimo trukmės ir apkrovimo lygmens. Toliau šiame poskyryje atlikta detalesnė teoriškai apskaičiuotų ir eksperimentiškai gautų suminių deformacijų, ilgalaikių deformacijų prieaugių bei tempiamojo sustandėjimo kitimo laike palyginamoji analizė.

Teorinių ir eksperimentinių suminių deformacijų kitimo laike kreivės pateiktos 3.11 ir 3.12 paveiksluose. Šių grafikų ordinatinių ašyse atidėtos atitinkamų trumpalaikių deformacijų reikšmės. Pateiktuose grafikuose dar kartą matomas pakankamai žymus teorinių ir eksperimentinių trumpalaikių deformacijų nesutapimas iki 3 kartų. Pastarieji nesutapimai buvo detalčiau aptarti 3.1 poskyryje ir

didžiąja dalimi lemia mažesnes teorines sumines deformacijų reikšmes lyginant su atitinkamomis eksperimentinėmis nepaisant to, kad teoriniai ilgalaikių deformacijų prieaugiai kai kuriems elementams yra ženkliai didesni.



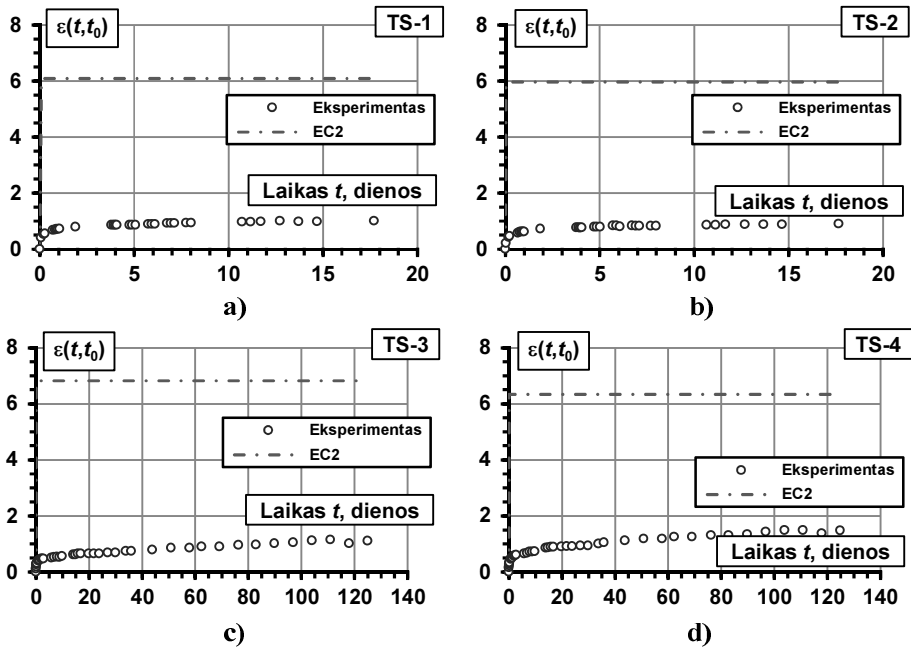
3.12 pav. III serijos DT grupės elementų ilgalaikių deformacijų ir laiko diagramos:
a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

Fig. 3.12. Diagrams of long-term strains in time for DT group elements of series III:
a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Detalesnei ilgalaikių deformacijų prieaugių analizei 3.13 ir 3.14 paveiksluose pateikiamos teorinės ir eksperimentinės ilgalaikių deformacijų kitimo laike kreivės. Iš pateiktų kreivių matyti, kad teorinis deformacijų prieaugis pasireiškia iškart po apkrovimo ir toliau nekinta laike, t. y. išlieka pastovus per visą apkrovimo laikotarpį. Eksperimentiškai nustatytų deformacijų augimas yra laipsniškas ir tęsiasi per visą stebėjimo laikotarpį. Intensyviausiai deformacijos auga per pirmąsias dienas ir pasiekia 30–80 % galutinės ilgalaikių deformacijų prieaugio reikšmės, užfiksuotos per stebimąjį laikotarpį.

Teorinių ir eksperimentinių ilgalaikių deformacijų vystymosi skirtumai taip pat išryškėja 3.13 ir 3.14 paveiksluose. Teorinių deformacijų prieaugiai nekinta laike ir priklauso tik nuo apkrovimo lygmens. II serijos elementams, kurių apkrovimo lygmuo yra apytiksliai vienodas, gautos panašios deformacijų prieaugio

reikšmės. Tos pačios tendencijos pastebimos ir III serijos elementų poroms DT-12 ir DT-13 bei DT-14 ir DT-15. Kita vertus, teoriniai prieaugiai pirmosiomis dienomis po apkrovimo iki 6 kartų didesni už eksperimentiškai nustatytas reikšmes. Eksperimentinės deformacijų prieaugių reikšmės tik nežymiai priklauso nuo apkrovos lygmens, tačiau nėra pastovios ir kinta laike. Galima pastebėti, kad III serijos elementams ilgalaikės deformacijos palaipsniui artėja prie teorinių reikšmių, kurios šiuo atveju gali būti priimtos kaip ribinės.

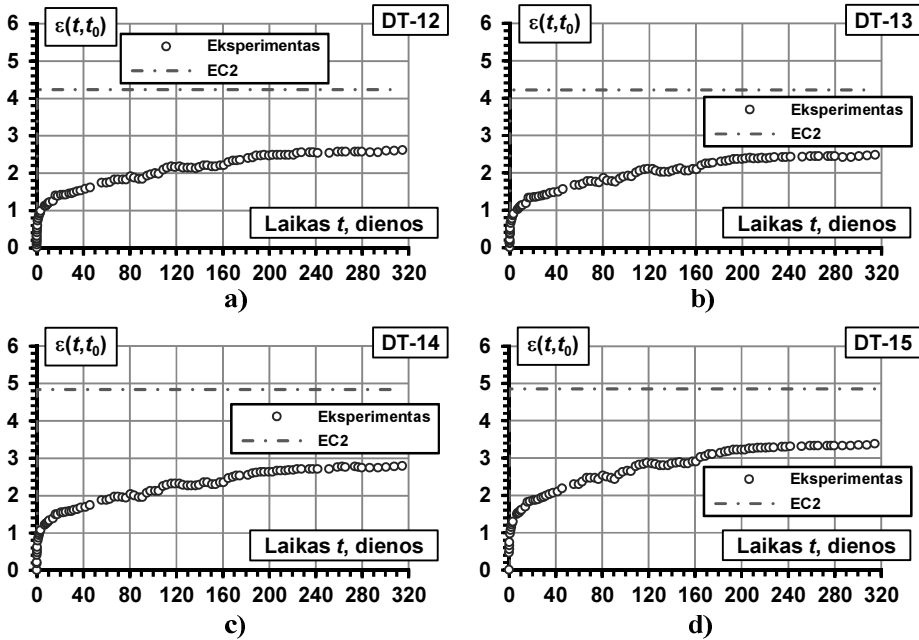


3.13 pav. Vidutinių deformacijų kitimas II serijos elementus veikiant pastovia apkrova:
a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

Fig. 3.13. Propagation of average strains at long-term conditions for elements of series II: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

3.13 ir 3.14 paveiksluose aiškiai matomas pleišėjimo pobūdžio bei jų vystymosi įtaka deformacijų augimui laike. II serijos elementams, kuriuose prieš apkrovimą suformuotos įpjovos, ilgalaikių deformacijų augimas yra mažiau išreikštas nei III serijos elementuose. Elementuose su įpjovomis visi plyšiai atsirado trumpalaikio apkrovimo stadijoje, o elementuose be įpjovų plyšių atsivėrimas ir tolimesnis vystymasis yra atsitiktinis. Daugelyje šių elementų dalis plyšių atsivėrė veikiant ilgalaikiai apkrovai. Kita vertus, pastaruosiuose elementuose

šalia normalinių plyšių atskirose zonose susiformavo ir išilginiai plyšiai, lemiantys spartesnę deformacijų augimą.



3.14 pav. Vidutinių deformacijų kitimas III serijos DT grupės elementus veikiant pastovia apkrova: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

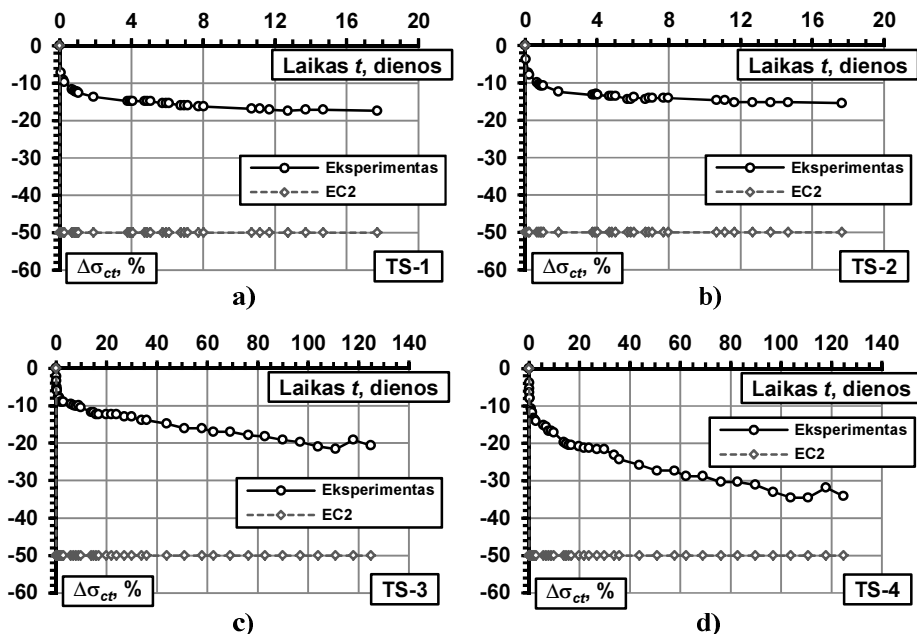
Fig. 3.14. Propagation of average strains at long-term conditions for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Gauti teoriniai ir eksperimentiniai rezultatai panaudoti nustatant tempiamojo sustandėjimo efekto degradavimą elementus veikiant ilgalaikę pastovia apkrova. Ši analizė atlikta vertinant tempiamojo betono tempimo įtempių pokyčio $\Delta\sigma_{ct}(t, t_0)$ kitimą laike. Įtempių pokytis bet kuriuo laiko momentu t gali būti nustatytas taikant išraišką:

$$\Delta\sigma_{ct}(t, t_0) = \left(1 - \frac{\sigma_{ct}(t, t_0)}{\sigma_{ct}(t_0)} \right) \cdot 100\% =$$

$$= \left\{ 1 - \frac{P - [\varepsilon(t_0) + \Delta\varepsilon(t, t_0)]E_s A_s}{P - \varepsilon(t_0)E_s A_s} \right\} \cdot 100\%, \quad (3.1)$$

čia $\sigma_{ct}(t, t_0)$ – tempiamo betono įtempiai, apskaičiuojami priėmus sumines deformacijas laiko momentu t ; $\sigma_{ct}(t_0)$ – tempiamo betono įtempiai nuo trumpalaikio apkrovos poveikio.

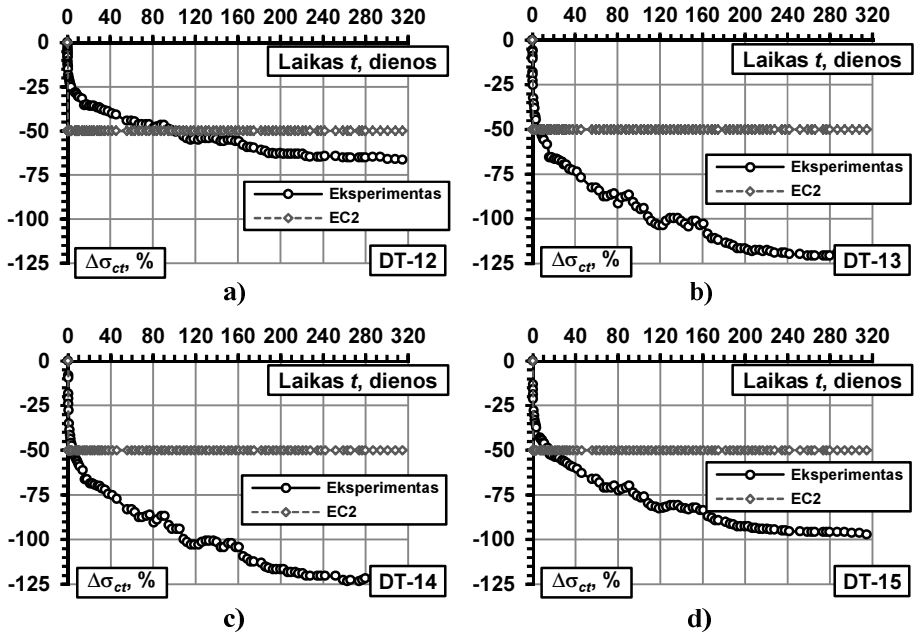


3.15 pav. Ilgalaikių tempiamojo sustandėjimo įtempių kitimas II serijos elementus veikiant pastovia apkrova: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

Fig. 3.15. Propagation of tension stiffening stresses at long-term conditions for elements of series II: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 and d) TS-4

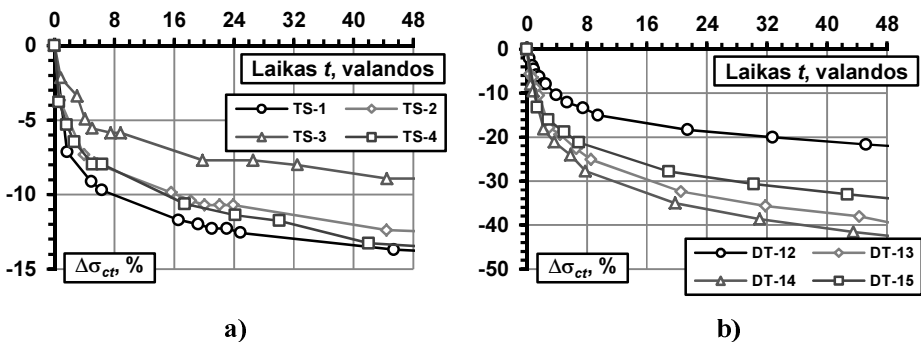
Pateiktoje išraiškoje neįvertinta betono traukumo deformacijų įtaka tempiamajam sustandėjimui. Pokyčio $\Delta\sigma_{ct}(t, t_0)$ reikšmė apibūdina betono perimamų tempimo įtempių dalies mažėjimą laiko intervale $t - t_0$. Tempiamo betono įtempiams sumažėjus 100 % teoriškai jie tampa lygūs nuliui.

Europos projektavimo normų metodikoje ilgalaikio tempiamojo sustandėjimo pokytis (3.15 ir 3.16 pav.) bet kuriame laiko periode yra pastovus ir sudaro 50 % pradinių trumpalaikių įtempių. Tai lemia priimta pastovi koeficiento $\beta = 0,5$ reikšmė. Tokie teoriniai rezultatai prieštarauja eksperimento metu gautoms diagramoms, kurios rodo laipsnišką tempiamojo sustandėjimo mažėjimą laike.



3.16 pav. Ilgalaikių tempiamojo sustandėjimo įtempių kitimas III serijos DT grupės elementus veikiant pastovia apkrova: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

Fig. 3.16. Propagation of tension stiffening stresses at long-term conditions for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15



3.17 pav. Ilgalaiškių tempiamojo sustandėjimo įtempių kitimas 48 valandų laikotarpyje a) II serijos ir b) III serijos DT grupės elementams

Fig. 3.17. Propagation of tension stiffening stresses at long-term conditions in 48 hours for elements of a) series II and b) DT group elements of series III

Įtempiai $\Delta\sigma_{ct}(t, t_0)$ II serijos elementuose sumažėjo $\approx 15\text{--}30\%$ (3.15 pav.). Esant didesniai apkrovimo lygmeniui (III serijos elementams) $\Delta\sigma_{ct}(t, t_0)$ kito $\approx 70\text{--}125\%$ ribose. Didesnis nei 100% pokytis yra susijęs su betono traukimosi deformacijų įtaka iki apkrovimo bei ilgalaikio apkrovimo metu.

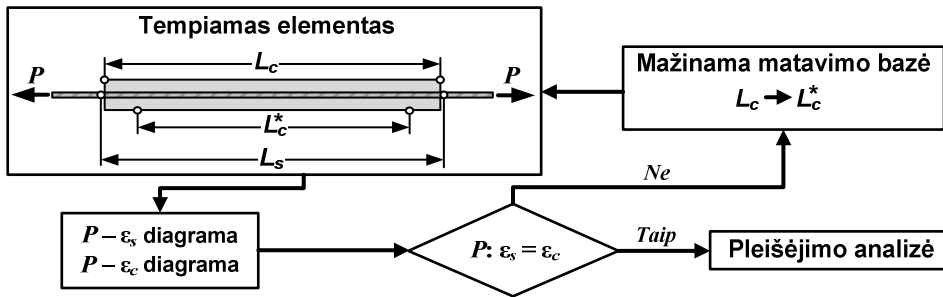
Tempiamojo sustandėjimo įtempių mažėjimas pirmomis dienomis po apkrovimo detalizuotas 3.17 paveiksle. Dviejų parų laikotarpyje įtempiai II serijos elementuose TS-1 ir TS-2 sumažėjo, atitinkamai, $\approx 13,7$ ir $\approx 12,4\%$ arba $\approx 80\%$ eksperimento pabaigoje pasiektos reikšmės (3.17a pav.). Įtempių pokytis elementuose TS-3 ir TS-4 atitinkamai sudarė $8,9$ ir $13,3\%$ arba $39\text{--}43\%$ maksimalios užfiksuotos reikšmės (3.17a pav.). III serijos elementų tempimo įtempiai betone sumažėjo $\approx 22\text{--}45\%$ arba $\approx 35\text{--}45\%$ nuo eksperimento pabaigoje pasiektos reikšmės (3.17b pav.).

Apibendrinant gautus rezultatus galima konstatuoti, kad teoriniame tempiamųjų elementų analizės metode, kurį reglamentuoja Europos projektavimo normos, ilgalaikės apkrovos poveikio sukeltami įtempių ir deformacijų pokyčiai įvertinami supaprastintai, o priimtose prielaidose iš esmės neatspindi laike vykstančių fizikinių procesų. Gauti eksperimentinių tyrimų rezultatai yra svarbus žingsnis kuriant adekvačius fizikinius medžiagų modelius bei tobulinant skaitinius algoritmus ilgalaikio apkrovimo atveju. Nepaisant to, kad tempimo įtempiai pakankamai staigiai mažėja pirmomis dienomis po apkrovimo, tolimesnis jų kitimas tam tikrais atvejais gali būti ne mažiau svarbus, pvz., vertinant segmentiškai ar užstūmimo būdu statomų gelžbetoninių tiltų įtempių ir deformacijų būvį statybos stadijose.

3.3. Betono deformacijos

Vidutinių deformacijų armatūros strype ir betono paviršiuje nesutapimas nustatytas 2.2.3 skirsnyje. Šiame poskyryje pateikta betono deformacijų analizė, kurios tikslas nustatyti betono paviršiaus ir armatūros strypo deformacijų tarpusavio priklausomybę. Analizėje naudoti trumpalaikė apkrova išbandytų IV serijos elementų (60×60 mm) vidutinių deformacijų rezultatai.

Nagrinėjamų elementų deformacijos fiksuotos dviem būdais (LVDT matuokliais bei pritaikius DIC metodą, 2.2.2 skirsnis). Analizei atlikti naudota metodika (3.18 pav.) pagrįsta „pakraščio“ efekto įvertinimu. Metodiką sudaro 4 etapai: elementų gamyba ir bandymas, rezultatų analizė (vidutinių deformacijų betono paviršiuje ir armatūros strype palyginimas), tinkamas betono paviršiaus deformacijų matavimo bazės parinkimas bei pakartotinė elementų gamyba ir kontroliniai bandymai.



3.18 pav. Pleišėjimo deformacijų analizės metodika

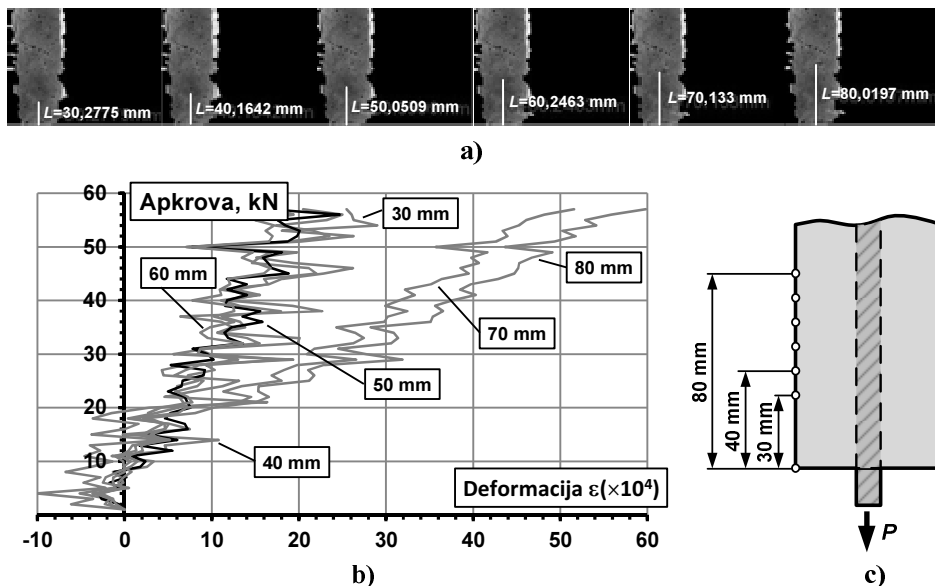
Fig. 3.18. Methodology of cracking strain analysis

Išbandžius elementus ir nustčius jų deformacijas betono paviršiuje ir armatūros strypu, atitinkamai matavimo bazėse L_c ir L_s , tikrinama, ar gautos deformacijos sutampa, t.y. ar betono paviršius deformuojasi kartu su armatūros strypu. Deformacijoms nesutapus mažinama betono paviršiaus deformacijų matavimo bazė L_c iki L_c^* (3.18 pav.), t.y. ieškomas elemento skerspjūvis, kuriame betono paviršius įtraukiamas į bendrą elemento darbą. Šio skerspjūvio nustatymui taikomas DIC metodas. Juo gaunamas betono paviršiaus deformacijos elemento galuose, 30, 40, 50, 60, 70 ir 80 mm matavimo bazėse (3.19a ir c pav.). Lyginant gautus rezultatus ieškoma tokia matavimo bazė, kurioje tolstant nuo elemento galo deformacijos reikšmingai nekistų. Iš 3.19b paveikslė pateiktų T1-10 elemento (60×60 mm) betono paviršiaus deformacijų grafikų matyti, kad 50 mm atstumu nuo elemento galo deformacijų pokytis nėra reikšmingas. Galima teigti, kad tokiu atstumu nuo elemento galo betono paviršius įsijungia į bendrą elemento darbą ir perima tempimo įtempius.

Nustčius ribą, nuo kurios betono paviršius deformuojasi kartu su armatūros strypu, naudotos metodikos adekvatumas tikrinamas atliekant kontrolinius bandymus. Panašių geometrinių ir mechaninių parametrų elementams LVDT matuokliai tvirtinami ant betono paviršiaus 50 mm atstumu nuo elemento galo. Nustatytos vidutinės betono paviršiaus deformacijos (matavimo bazė L_c^*) sutampa su vidutinėmis deformacijomis armatūros strypu (3.20 pav.). Galima teigti, kad betono deformacijų analizei naudojant aptartą metodiką, vidutinių betono paviršiaus ir armatūros strypo deformacijų sąveika nustatyta adekvačiai.

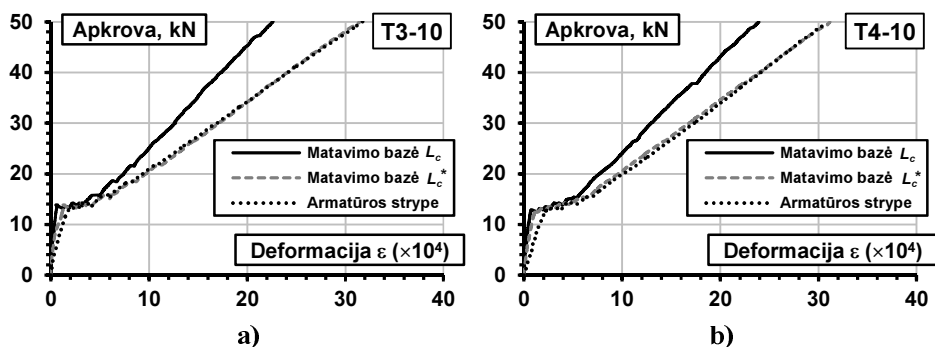
Svarbu paminėti, kad betono analizė atlikta neatsižvelgiant į elemento skerspjūvio geometrinių parametrų bei armavimo koeficiento variaciją. Analogiška metodika buvo pritaikyta IV serijos bandiniams, kurių skerspjūviai 80×80 ir 100×100 mm. Nustatyta, kad bandiniuose „pakraščio“ efektas pasireiškia 70 mm atstumu nuo elemento galo. Atlikus kontrolinius bandymus nebuvo gau-

tas idealus vidutinių deformacijų ant betono paviršiaus ir armatūros styre sutapimas. Paklaida gali būti siejamas su efektyviojo betono zonos koncepcija (Gudonis *et al.* 2014c).



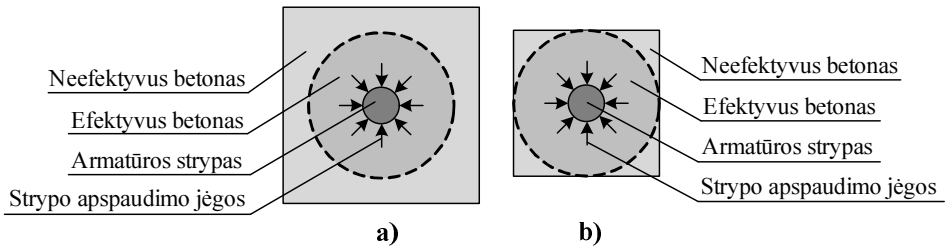
3.19 pav. Deformacijų matavimo bazės: a) ir c) betono paviršiuje prie elemento galo ir b) deformacijų kitimas

Fig. 3.19. Measurement bases: a) and c) of strain on concrete surface at the end of element and b) changes of the strain



3.20 pav. Apkrovų ir deformacijų diagramos įvertinus „pakraščio“ efektą elementams: a) T3-10 ir b) T4-10

Fig. 3.20. Load-strain diagrams when “end” effect is assessed for elements: a) T3-10 and b) T4-10



3.21 pav. Efektyvioji tempiamo betono zona elementuose esant a) dideliam ir b) mažam apsauginiam betono sluoksniui

Fig. 3.21. Effective area of concrete in tension for elements with a) big and b) small protective layer of concrete

Didinant elemento skerspjūvį efektyvioji betono zona gali nepasiekti betono paviršiaus (3.21 pav.). Šiuo atveju betono deformacijų analizė tampa komplikuo-ta, o adekvačių vidutinių elemento deformacijų nustatymas betono paviršiuje sunkiai įgyvendinamas.

Efektyvioji betono zona turėtų būti tiriama ateiityje atsižvelgiant į armatūros strypų kiekį elemente, o taip pat į atstumą tarp jų.

3.4. Trečiojo skyriaus išvados

Apibendrinus trečiame skyriuje pateiktus rezultatus galima teigti, kad:

1. Rezultatų palyginamoji analizė parodė, kad trumpalaikio apkrovimo atveju Euronormų metodu apskaičiuotų ir eksperimentiškai nustatytų apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramų charakteriai neblogai sutampa kokybiniu požiūriu. Skaičiavimo paklaidas lemia diagramas apibūdinančių pagrindinių parametrų skirtumai.
2. Stadijoje iki elementų pleišėjimo gautas teorinių ir eksperimentinių aši-nių standumų nesutapimas, kurį lemia nevienodas deformacijų pasiskirs-tymas elemento ilgyje. Euronormų metode taikoma prielaida, kad vidu-tinės deformacijos visame tempiamojo elemento ilgyje pasiskirsto vie-nodai. Eksperimentinio elemento kraštiniuose sukibimo įtempių perda-vimo ruožuose deformacijos kinta nuo grynojo plieno deformacijų ties elemento kraštu (ruožo pradžioje) iki vidutinių deformacijų ruožo pabai-goje.
3. Eksperimentiškai nustatyta pleišėjimo apkrova kai kuriais atvejais yra daugiau nei 90 % didesnė už teorinę reikšmę, apskaičiuotą pagal Euro-normas. Šias paklaidas lemia prieš elemento apkrovimą pasireiškiantis

betono traukimas, kuris sukelia tempimo įtempius betone ir atitinkamai sumažina atsparumo pleišėjimui ribą. Pagal Europos projektavimo normas apskaičiuotų teorinių ir užfiksuotų eksperimentinių pleišėjimo apkrovų geras sutapimas gautas esant betono traukimosi deformacijoms, lygioms nuliui.

4. Teoriniuose skaičiavimuose priėmus eksperimentinę pleišėjimo jėgos reikšmę eksperimentinės ir teorinės apkrovos ir deformacijų kreivės stadijoje po elemento supleišėjimo sutampa.
5. Nustatyta, kad Europos projektavimo normų metode ilgalaikės apkrovos poveikio sukeliama įtempių ir deformacijų pokyčiai įvertinami supaprastintai, o priimtos prielaidos iš esmės neatspindi laike vykstančių fizikinių procesų.
6. Apkrovimo trukmė teoriniams ilgalaikių deformacijų prieaugiams įtakos praktiškai neturi, o juos lemia skirtingas trumpalaikio apkrovimo lygmuo. Euronormų metode ilgalaikio apkrovimo atveju, taikant parametražą $\beta = 0,5$ gaunamas staigus deformacijų pokytis iškart po apkrovimo. Didėjant apkrovos veikimo trukmei šis pokytis beveik nekinta. Be to, ilgalaikio deformacijų pokyčio reikšmė didėja didėjant pleišėjimo ir veikiančios apkrovos santykiui, t. y. mažėjant apkrovos lygmeniui.
7. Eksperimentiniuose tyrimuose gautos priešingos ilgalaikių deformacijų augimo tendencijos. Gauti ilgalaikių deformacijų prieaugiai laipsniškai auga didėjant apkrovos veikimo trukmei ir mažai priklauso nuo apkrovimo lygmens.
8. Europos projektavimo normų metodikoje ilgalaikio tempiamojo sustandėjimo pokytis bet kuriame laiko periode yra pastovus ir sudaro 50 % pradinės trumpalaikės reikšmės. Atlikti eksperimentiniai tyrimai rodo laipsnišką tempiamojo sustandėjimo kitimą laike, įtempiams mažėjant iki ≈ 125 %. Didesnis nei 100 % pokytis yra susijęs su betono traukimosi deformacijomis iki apkrovimo bei ilgalaikio apkrovimo metu.
9. Pasiūlytas metodas, leidžiantis nustatyti vidutines elemento deformacijas naudojant deformacijas, matuotas betono paviršiuje.
10. Gauti eksperimentinių tyrimų rezultatai yra svarbus žingsnis kuriant adekvatus fizikinius medžiagų modelius bei tobulinant skaitinius algoritmus ilgalaikio apkrovimo atveju. Nepaisant to, kad tempimo įtempiai pakankamai staiga mažėja pirmomis dienomis po apkrovimo, tolimesnis jų kitimas tam tikrais atvejais gali būti ne mažiau svarbus, pvz., vertinant segmentiškai ar užstūmimo būdu statomų gelžbetoninių tiltų įtempių ir deformacijų būvį statybos stadijose.

Tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų skaičiavimo pagal Europos normas tikslinimas

Šiame skyriuje patikslintas Europos projektavimo normose taikomas trumpalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų vidutinių deformacijų apskaičiavimo metodas, kuriame įvertinti betono traukimosi ir jį lydinčio valkšnumo efektai, pasireiškiantys iki elemento apkrovimo. Patikslintame metode minėti efektai įvertinti taikant fiktyvią ašinę jėgą, dėl kurios poveikio sumažėja pleišėjimo apkrova. Atlikus patikslinto metodo tikslumo įvertinimą nustatyta, kad skaičiavimo paklaidos ženkliai sumažėja ne tik trumpalaikio, bet ir ilgalaikio apkrovimo atveju. Šiame skyriuje taip pat pasiūlytas alternatyvus metodas, leidžiantis įvertinti ilgalaikių deformacijų pokyčio kitimą laike. Siūlomu algoritmu gauti skaičiavimo rezultatai pakankamai gerai atspindi ilgalaikių deformacijų kitimą tiek pradinuose, tiek ir tolimesniuose ilgalaikės apkrovos veikimo laikotarpiuose. Siūloma alternatyvi metodika yra pirmas žingsnis kuriant tempiamojo sustandėjimo modelius ilgalaikio apkrovimo atvejui. Ateityje turint didesnės apimties eksperimentinę duomenų imtį pasiūlyta metodika gali būti tobulinama atsižvelgiant į parametrus, turinčius įtakos ilgalaikių deformacijų pokyčiams. Skyriaus tematika paskelbti du straipsniai (Gudonis *et al.* 2014c, Gudonis *et al.* 2014d).

4.1. Trumpalaikių deformacijų skaičiavimas

Kaip parodė trečiajame skyriuje atlikta palyginamoji analizė, trumpalaikių deformacijų apskaičiavimo paklaidos Euronormų metodikoje atsiranda dėl pleišėjimo apkrovos netikslaus nustatymo. Atskleista, kad šiuos netikslumus daugiausiai lemia betono traukimosi deformacijų, pasireiškiančių iki elemento apkrovimo, neįvertinimas. Dėl šios priežasties bandymo dieną pleišėjimo apkrova P_{cr} gali būti ženkliai mažesnė. Šiame poskyryje pateiktas inžinerinis algoritmas (Gudonis *et al.* 2014c), skirtas betono traukimosi ir jį lydinčio valkšnumo efektų, kurie elemente prieš apkrovimą sukelia papildomą įtempių ir deformacijų būvį, įvertinimui (4.1 pav.). Šį algoritmą, paremtą ankstesniais mokslinio darbo vadovo ir konsultanto tyrimais (Gribniak 2009, Kaklauskas and Gribniak 2011), siūloma taikyti tikslinant Euronormų metodą.

Siūlomoje metodikoje betono traukimosi efektas modeliuojamas kaip fiktyvi ašinė jėga N_{cs} :

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}^* E_c A_c, \quad (4.1)$$

čia ε_{cs}^* – efektyvi traukimosi deformacija, apskaičiuojama įvertinant betono valkšnumo efektą. Ji nustatoma iš armatūros deformacijų, sukeltų dėl trumpalaikio ir ilgalaikio betono traukimosi poveikio, lygybės sąlygos:

$$\varepsilon_{cs}^* = \varepsilon_{cs}(t_0, t_s) \frac{E_{ca}(E_c A_c + E_s A_s)}{E_c(E_{ca} A_c + E_s A_s)} = \varepsilon_{cs}(t_0, t_s) \frac{A_c + n A_s}{A_c + n_a A_s}, \quad (4.2a)$$

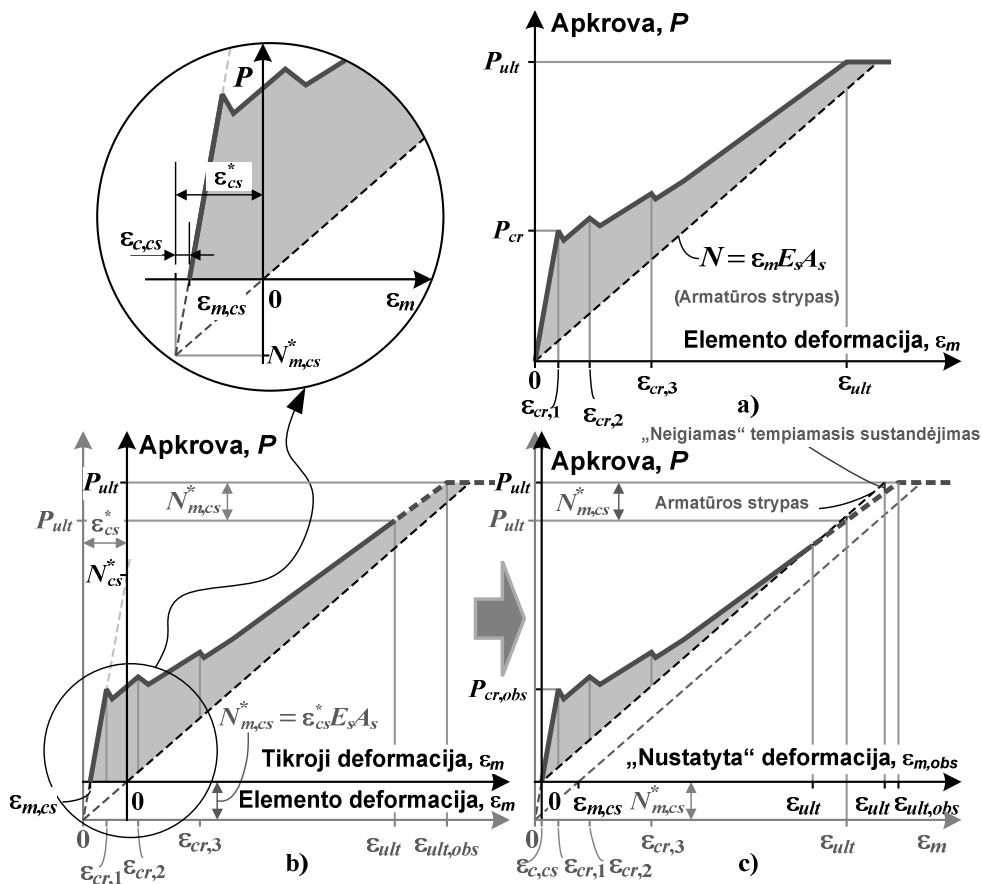
čia

$$E_{ca} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t_0, t_s)}, \quad n = \frac{E_s}{E_c}, \quad n_a = \frac{E_s}{E_{ca}}, \quad (4.2b)$$

čia $\varepsilon_{cs}(t_0, t_s)$ – laisvojo betono traukimosi deformacija, imama su neigiamu ženklu, t_0 – betono amžius apkrovimo momentu, t_s – betono amžius prasidėjus betono traukimosi deformacijoms, E_s ir E_c – atitinkamai armatūros ir betono tamprumo moduliai, A_s ir A_c – atitinkamai armatūros ir skerspjūvio plotai, E_{ca} – betono efektyvusis tamprumo modulis, $\varphi(t_0, t_s)$ – betono valkšnumo koeficientas.

Skaičiavimams supaprastinti siūlomame metode priimta prielaida, kad fiktyvi jėga N_{cs} sukelia trumpalaikį poveikį, t. y. betono traukimosi deformacijos $\varepsilon_{cs}(t_0, t_s)$ pasireiškia ne palaipsniui, bet akimirksniu. Tuomet betono traukimosi sukeltos deformacijos armatūroje $\varepsilon_{cs,cs}$ gali būti apskaičiuojamos pagal tokią išraišką:

$$\varepsilon_{s,cs} = \frac{N_{cs}}{E_c A_c + E_s A_s} = \frac{\varepsilon_{cs}^* E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (4.3)$$



4.1 pav. Eksperimentinė a) apkrovų ir deformacijų diagrama o, b) ir c) įvertinus betono traukimosi deformacijų įtaką

Fig. 4.1. Experimental a) load-strain diagram, b) and c) when concrete shrinkage strain is assessed

Pritaikius sąlygą:

$$\varepsilon_{m,cs} = \varepsilon_{s,cs} = \frac{\sigma_{c,cs}}{E_c} + \varepsilon_{cs}^*, \quad (4.4)$$

kartu su 4.3 išraiška traukimosi sukelti betono tempimo įtempiai $\sigma_{c,cs}$ gali būti išreikšti taip:

$$\sigma_{c,cs} = E_c \left(\frac{\varepsilon_{cs}^* E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s} - \varepsilon_{cs}^* \right) = - \frac{\varepsilon_{cs}^* E_c E_s A_s}{E_c A_c + E_s A_s}, \quad (4.5)$$

čia $\varepsilon_{m,cs}$ – betono traukimosi sukeltos vidutinės elemento deformacijos. Šiuos įtempius atitinkanti tamprioji tempiamojo betono deformacija nustatoma pagal išraišką:

$$\varepsilon_{cs}^\sigma = - \frac{\varepsilon_{cs}^* E_s A_s}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (4.6)$$

Betono traukimosi įtaka tempiamojo gelžbetoninio elementų įtempiams ir deformacijoms pavaizduota 4.1 paveiksle. Kaip matyti 4.1c paveiksle, dėl traukimosi sukeltų betono tempimo įtempių apkrovų ir vidutinių deformacijų diagramos koordinatinių ašių pradžia gali būti fiktyviai perkelta: fiktyvios jėgos $N_{m,cs}^*$ dydžiu – vertikalia kryptimi ir deformacijų ε_{cs}^* dydžiu – horizontalia kryptimi. Fiktyvi jėga $N_{m,cs}^*$ gali būti išreikšta iš sąlygos:

$$\varepsilon_{cs}^\sigma = - \frac{N_{m,cs}^*}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (4.7)$$

Priėmus 4.6 ir 4.7 išraiškų lygybės sąlygą, jėga $N_{m,cs}^*$ nustatoma pagal formulę:

$$N_{m,cs}^* = \varepsilon_{cs}^* E_s A_s. \quad (4.8)$$

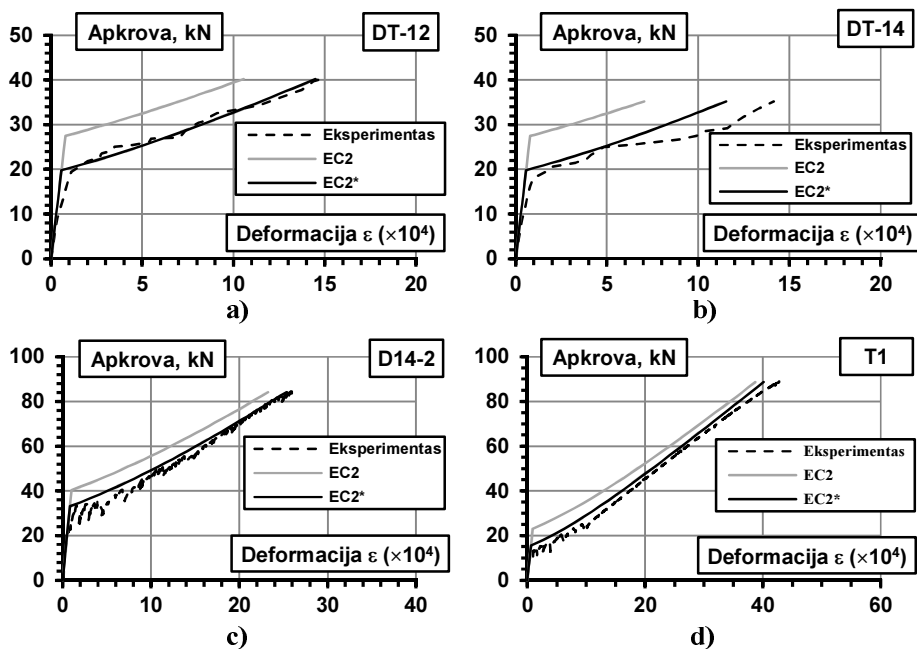
Pritaikius aprašytą algoritmą patikslintas Europos projektavimo normose taikomas trumpalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų vidutinių deformacijų apskaičiavimo metodas, kuriame pleišėjimo apkrova sumažinama fiktyvios ašinės jėgos $N_{m,cs}^*$ dydžiu:

$$P_{cr,EC2^*} = P_{cr,EC2} + N_{m,cs}^* = f_{ct}(A_c + nA_s) + \varepsilon_{cs}^* E_s A_s, \quad (4.9)$$

čia $P_{cr,EC2}$ – Euronormose reglamentuojama pleišėjimo apkrova, ε_{cs}^* – efektyvi traukimosi deformacija, nustatoma pagal (4.2a) išraišką, priėmus laisvojo betono traukimosi deformacijas su neigiamu ženklu.

4.2. Eksperimentinių elementų pleišėjimo apkrovos ir deformacijų rezultatų analizė

Taikant patikslintą Euronormų metodiką atlikta teorinių ir eksperimentinių rezultatų palyginamoji analizė trumpalaikė apkrova išbandytiems elementams (Gudonis *et al.* 2014c), kurių duomenys pateikti 2 skyriuje. Laisvojo traukimosi deformacijų reikšmė $\varepsilon_{cs}(t_0, t_s)$ nustatyta eksperimentiškai. Kai kurių elementų apkrovų ir vidutinių deformacijų teorinės ir eksperimentinės kreivės palygintos 4.2 paveiksle. Teorinės kreivės gautos taikant patikslintą bei esamą Europos projektavimo normų metodą (atitinkamai EC2* ir EC2 kreivės 4.2 paveiksle). Iš pateikto paveikslo matyti, kad patikslinus Europos normų trumpalaikių deformacijų apskaičiavimo metodą teorinių ir eksperimentinių kreivių sutapimas ženkliai pagerėjo.



4.2 pav. Apkrovų ir deformacijų priklausomybės įvertinus betono traukimosi ir valkšnumo efektus elementams: a) DT-12, b) DT-14, c) D14-2 ir d) T-1

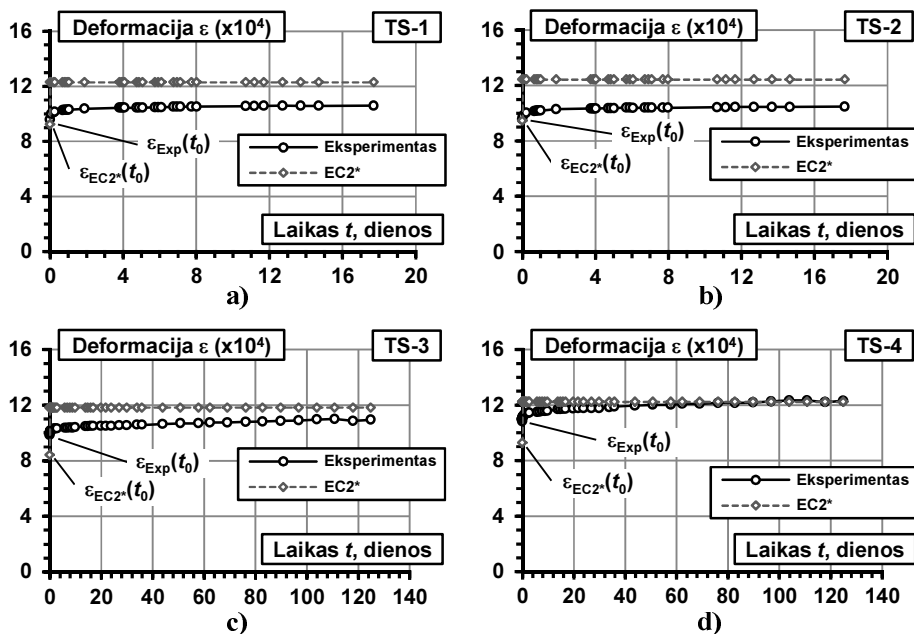
Fig. 4.2. Load-strain diagrams when shrinkage and creep effects are assessed for elements: a) DT-12, b) DT-14, c) D14-2 and d) T-1

Atliktų pakeitimų kiekybiniam įvertinimui atlikta teorinių ir eksperimentinių rezultatų statistinė analizė visiems eksperimentiniams bandiniams. Statistinė

analizė atlikta veikiant eksploatacinės apkrovos lygmeniui $P_{ser} = 0,55P_{ult}$. Ribinė apkrova P_{ult} apskaičiuota priėmus armatūros takumo įtempius $f_y = 545$ MPa visiems armatūros strypams. Gautų rezultatų adekvatumo vertinimui taikytas parametras R , apibrėžiantis perversinimo arba nepakankamo įvertinimo paklaidas. Parametras R priklausomai nuo santykinės paklaidos δ_s apskaičiuojamas, pagal tokias išraiškas:

$$R = 100\% \times \begin{cases} \delta_s - 1, & s_{calc} > s_{obs}, \\ 1 - \delta_s^{-1}, & s_{calc} \leq s_{obs}, \end{cases} \quad \delta_s = \frac{s_{calc}}{s_{obs}}, \quad (4.10)$$

čia s_{calc} ir s_{obs} yra atitinkamai apskaičiuotos ir eksperimentiškai nustatytos deformacijų reikšmės. Absoliutiniu dydžiu mažesnės parametro R reikšmės atitinka mažesnes skaičiavimo paklaidas. Neigiama R reikšmė rodo, kad taikant Euronormų metodą gaunama per standaus elemento elgsena.



4.3 pav. II serijos elementų ilgalaikių deformacijų ir laiko diagramos modifikavus elementų pleišėjimo apkrovą: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 ir d) TS-4

Fig. 4.3. Long-term strains in time using corrected cracking load for elements of series II: a) TS-1, b) TS-2, c) TS-3 and d) TS-4

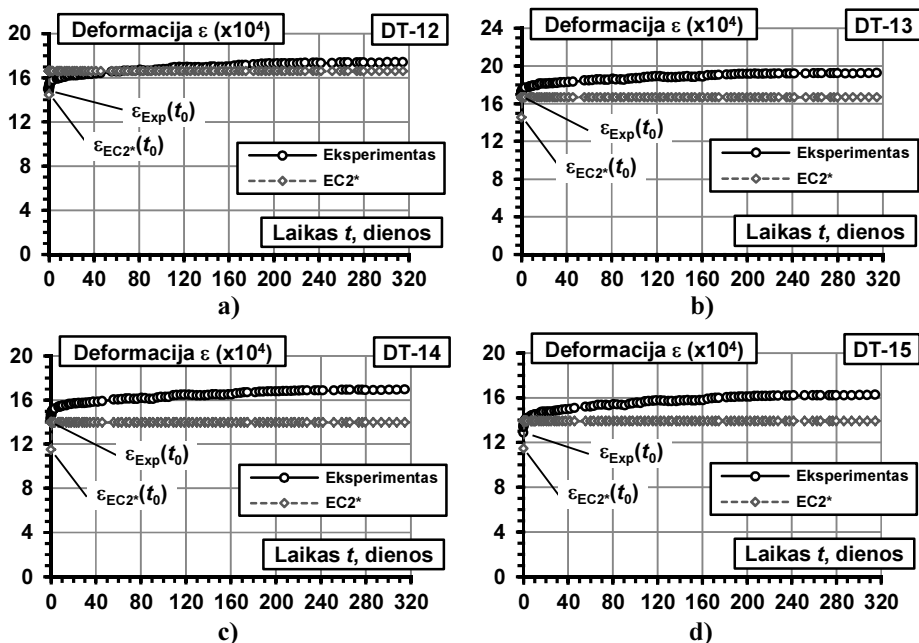
Statistinės analizės rezultatai apibendrinti 4.1 lentelėje, kurioje pateiktos skaičiavimo paklaidą charakterizuojančio rodiklio R reikšmės esamam bei patikslintam Europos projektavimo normų metodams. Iš 4.1 lentelės matyti, kad

EC2 ir EC2* deformacijų prognozavimo vidutinė paklaida sudaro atitinkamai 47,8 % ir 15,6 %.

Lentelė 4.1. Skaitinio trumpalaikių deformacijų modeliavimo paklaidos pagal EC2 ir patikslintą EC2 metodikas (prie eksploatacinės apkrovos) (%).

Table 4.1. Errors of prediction according EC2 and proposed EC2 corrections (at service load) (%)

Normos	DT-11	DT-12	P2-12	P3-12	P1-8	P2-8	C2	C3	C11	C12
EC2	-49,2	-45,5	2,7	6,4	-22,7	-21,5	-94,7	-94,2	-31,4	-32,5
EC2*	-11,8	-8,7	2,6	0,8	-23,6	-28,8	-50,2	-44,8	-14,1	-15,6
Normos	DT-14	D14-2	T1	TS-1	TS-2	TS-3	TS-4	DT-13	DT-15	\bar{R}
EC2	-54,5	-44,6	-35,1	-66,3	-63,2	-83,7	-76,9	-36,9	-45,7	47,8
EC2*	-20,6	-13,2	-5,3	-3,2	-1,1	-14,3	-13,9	-13,1	-10,9	15,6



4.4 pav. III serijos DT grupės elementų ilgalaikių deformacijų ir laiko diagramos modifikavus elementų pleišėjimo apkrovą: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 ir d) DT-15

Fig. 4.4. Long-term strains in time using corrected cracking load for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Statistinės analizės rezultatai rodo, kad atlikus Europos normų trumpalaikių deformacijų skaičiavimo patikslinimą daugelio elementų teoriniai rezultatai pagerėjo daugiau nei du kartus, o atskiriems elementams (pvz., T1) net iki 6,6 kar-

to. Patikslintu metodu gautos šiek tiek didesnės paklaidos vandenyje kietėjusiems elementams (P1-8 ir P2-8), kurie iki apkrovimo buvo veikiami ne betono traukimosi, bet plėtimosi deformacijų.

Reikia pažymėti, kad patikslinus pleišėjimo apkrovos nustatymo išraišką pasikeičia ir suminių (trumpalaikių ir ilgalaikių) teorinių skaičiavimų rezultatai. Pritaikius patikslintą 4.9 išraišką II serijos ir III serijos DT grupės elementams gautos suminių deformacijų kitimo laike kreivės. Gautų teorinių ir eksperimentinių kreivių palyginimas pateiktas 4.3 ir 4.4 paveiksluose. Iš pateiktų paveikslų matyti, kad teorinės ir eksperimentinės trumpalaikių deformacijų dedamosios $\varepsilon_{EC2}(t_0)$ ir $\varepsilon_{Exp}(t_0)$ daugeliu atvejų sutampa. Be to, ženkliai pagerėja teorinių ir eksperimentinių suminių deformacijų sutapimas, ypač TS-3, TS-4 ir DT-12 elementams, kurių rezultatai sutapo labai gerai. Kitų elementų suminių deformacijų paklaidos taip pat sumažėjo, pavyzdžiui, DT-14 elemento nuo 46,5 % (3.12 pav.) iki 21,5 %, t. y. daugiau nei du kartus, o DT-13 ir DT-15 – nuo 41,2 % (3.12 pav.) iki 16,9 %, t. y. $\approx 2,5$ karto.

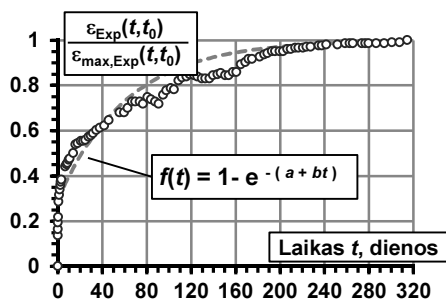
Teorinių ir eksperimentinių ilgalaikių deformacijų prieaugių palyginamoji analizė, atlikta 3.2 poskyryje, parodė, kad esamu Euronormų metodu gaunami ilgalaikių deformacijų pokyčiai yra iki 7 kartų didesni (3.13 ir 3.14 pav.) lyginant su atitinkamais eksperimentiniais (Gudonis *et al.* 2014d). Patikslintoje (4.9) išraiškoje įvertinus betono traukimosi efektą iki apkrovimo pleišėjimo apkrova sumažėja, o tai lemia didesnes interpoliacinio parametro ξ reikšmes (1.18 išraiška) bei mažesnius ilgalaikių deformacijų prieaugius. Apkrovos lygio įtaka ilgalaikių deformacijų pokyčiams, apskaičiuotiems taikant Euronormų metodiką, detaliau aptarta 3.2 poskyryje. Taikant patikslintą metodiką sudarytos teorinių prieaugių kitimo laike diagramos. Gautų diagramų palyginimas su eksperimentiškai nustatytomis III serijos DT grupės elementams pateikiamas 4.6 paveiksle (kreivė EC2). Iš pateiktų paveikslų matyti, kad teorinių ir eksperimentinių rezultatų nesutapimas ilgalaikio bandymo pabaigoje vidutiniškai sumažėjo nuo ≈ 62 % (3.14 pav.) iki ≈ 23 %, t. y. ≈ 3 kartus. II serijos elementams gautos panašios tendencijos.

4.3. Ilgalaikių deformacijų kitimas laike

Eksperimentų metu užfiksuotas spartus deformacijų augimas pirmosiomis dienomis. Iš 4.2 poskyryje pateiktų rezultatų (4.3 ir 4.4 pav.) matyti, kad patikslinus Euronormų trumpalaikių deformacijų apskaičiavimo išraišką sumažėja ilgalaikių deformacijų skaičiavimo paklaidos. Vis dėlto, esamame teoriniame algoritme deformacijų augimas laike yra pastovus ir beveik nepriklauso nuo apkrovimo trukmės. Analizė, atlikta 3.2 poskyryje, rodo, kad taikant Europos projektavimo

normų metodiką apskaičiuotą ilgalaikių deformacijų pokyčio reikšmę galima priimti kaip ribinę.

Šiame poskyryje siūlomas alternatyvus metodas, leidžiantis įvertinti ilgalaikių deformacijų pokyčio kitimą laike. Naudojant III serijos DT grupės elementų eksperimentinių tyrimų duomenis sudarytos normalizuotos deformacijų pokyčio $\Delta \varepsilon_{\text{Exp}}(t, t_0) / \Delta \varepsilon_{\text{max,Exp}}(t, t_0)$ kitimo laike diagramos (4.5 pav.). Šiame paveiksle $\Delta \varepsilon_{\text{Exp}}(t, t_0)$ atitinka ilgalaikių deformacijų pokytį laiko momentu t , o $\Delta \varepsilon_{\text{max,Exp}}(t, t_0)$ – bandymo pabaigoje užfiksuota maksimali pokyčio reikšmė. II serijos elementai analizei nenaudoti dėl per trumpos apkrovimo trukmės.



4.5 pav. Aproximuotos eksperimentinės ilgalaikių deformacijų reikšmės

Fig. 4.5. Approximated experimental values of long-term strains

Gautos normalizuotos kreivės aproksimuotos nuo laiko priklausančia eksponentine funkcija:

$$f(t) = 1 - e^{-(a+bt)}, \quad (4.11)$$

čia a ir b – regresinės lygties koeficientai.

Atlikus analizę deformacijų pokyčio įvertinimui pasiūlyta alternatyvi išraiška (4.6 paveiksle žymima $EC2^{**}$):

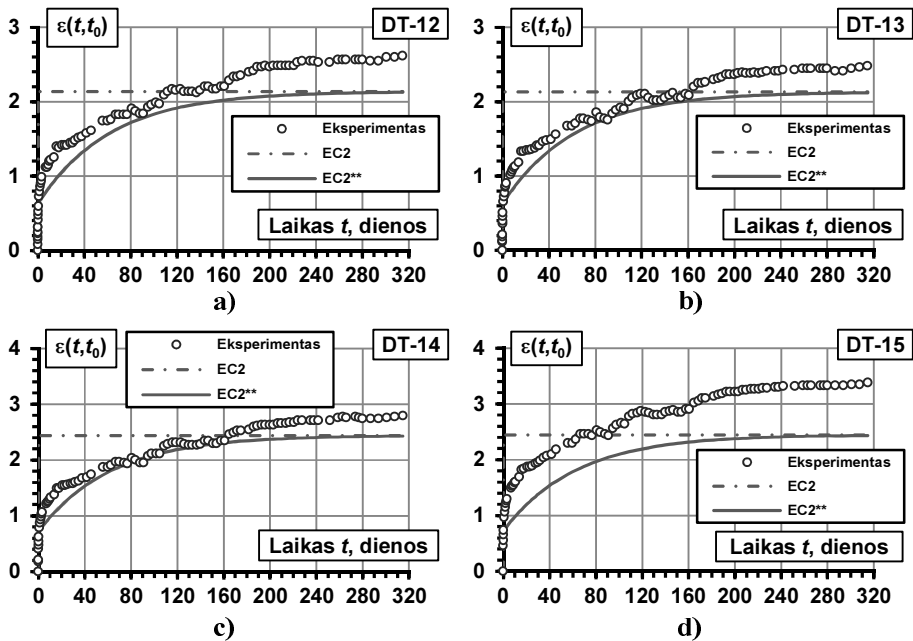
$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{EC2^{**}}(t, t_0) &= [\varepsilon_{EC2^{**}, \text{lim}}(t, t_0) - \varepsilon_{EC2^{**}}(t_0)] [1 - e^{-(0,35+0,016t)}] = \\ &= \Delta \varepsilon_{EC2^{**}, \text{lim}}(t, t_0) [1 - e^{-(0,35+0,016t)}], \end{aligned} \quad (4.12)$$

čia $\varepsilon_{EC2^{**}, \text{lim}}(t, t_0)$ ir $\varepsilon_{EC2^{**}}(t_0)$ – atitinkamai pagal patikslintą Euronormų metodą apskaičiuotos suminės deformacijos laiko momentu t (priimamos kaip ribinė reikšmė) bei trumpalaikės deformacijos laiko momentu t_0 , $\Delta \varepsilon_{EC2^{**}, \text{lim}}(t, t_0)$ – pagal patikslintą Euronormų metodą apskaičiuotas ilgalaikių deformacijų ribinis pokytis laiko momentu t . Ribinės suminės deformacijos $\varepsilon_{EC2^{**}, \text{lim}}(t, t_0)$ apskaičiuojamos pagal išraiškas 1.17 ir 1.18 priėmus patikslintą pleišėjimo apkrovos reikšmę

$P_{cr,EC2^*}$ (4.9 išraiška). Tuomet suminės deformacijos bet kuriuo laiko momentu t apskaičiuojamos pagal tokią formulę:

$$\varepsilon_{EC2^*}(t, t_0) = \varepsilon_{EC2^*}(t_0) + \Delta\varepsilon_{EC2^*}(t, t_0). \quad (4.13)$$

Pasiūlyta priklausomybė (4.12) gautų teorinių bei eksperimentinių rezultatų palyginimas pateikiamas 4.6 paveiksle. Siūlomas alternatyvus algoritmas pakankamai gerai atspindi ilgalaikių deformacijų kitimą laike ($EC2^*$) tiek pradinioose, tiek ir tolimesniuose ilgalaikės apkrovos veikimo laikotarpiuose. Reikia pažymėti, kad eksperimentinės programos metu nagrinėti trys ilgalaikės apkrovos lygmenys: 30, 35 ir 40 kN. Dėl nedidelės eksperimentinės imties kiekio apkrovos lygmens įtaka bandymo rezultatams nebuvo pastebėta (4.6 pav.).



4.6 pav. III serijos DT grupės elementų ilgalaikių deformacijų ir laiko priklausomybės
Fig. 4.6. Long-term strains in time for DT group elements of series III

Reikia pažymėti, kad siūloma alternatyvi metodika yra pirmas žingsnis kuriant tempiamojo sustandėjimo modelius ilgalaikio apkrovimo atvejui. Ateityje turint didesnės apimties eksperimentinę duomenų imtį aprašyta metodika gali būti tobulinama atsižvelgiant į parametrus turinčius įtakos ilgalaikių deformacijų pokyčiams. Siekiant sukurti vieningą ir adekvatų Europos projektavimo normose taikomą trumpalaikių bei ilgalaikių deformacijų apskaičiavimo metodą ateityje

reikėtų pasiūlyti dabartinėms nuostatoms alternatyvią parametro β kitimo laike priklausomybę (alternatyva nekintamai reikšmei $\beta = 0,5$, taikomai 1.18 išraiškoje).

4.4. Ketvirtąjo skyriaus išvados

Apibendrinus ketvirtame skyriuje pateiktus rezultatus galima teigti, kad:

1. Įvertinus betono traukimosi ir jį lydinčio valkšnumo efektus, pasireiškiančius iki elemento apkrovimo, Europos projektavimo normų metodu tiksliau apskaičiuojamos trumpalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijos. Eksperimentiškai nustatytų ir patikslintuoju metodu apskaičiuotų rezultatų palyginamoji statistinė analizė parodė, kad trumpalaikių deformacijų prognozavimo vidutinė paklaida sumažėja nuo 47,8 % iki 15,6 %.
2. Taikant patikslintą Euronormų metodą gaunamos iki 2,5 karto mažesnės suminių trumpalaikių ir ilgalaikių deformacijų prognozavimo paklaidos. Vertinant tik ilgalaikių deformacijų prieaugius teorinių ir eksperimentinių rezultatų nesutapimas sumažėja nuo ≈ 62 % iki ≈ 23 %, t. y. ≈ 3 kartus.
3. Pasiūlytas alternatyvus metodas, leidžiantis įvertinti ilgalaikių deformacijų pokyčio kitimą laike. Siūlomu algoritmu gauti skaičiavimo rezultatai atspindi ilgalaikių deformacijų kitimo pobūdį tiek pradinuose, tiek ir tolimesniuose ilgalaikės apkrovos veikimo laikotarpiuose. Siūloma alternatyvi metodika yra pirmas žingsnis kuriant tempiamojo sustandėjimo modelius ilgalaikio apkrovimo atvejui. Ateityje turint didesnės apimties eksperimentinę duomenų imtį pasiūlyta metodika gali būti tobulinama atsižvelgiant į parametrus, turinčius įtakos ilgalaikių deformacijų pokyčiams.

Bendrosios išvados

Apibendrinus šio disertacinio darbo rezultatus galima teigti, kad:

1. Literatūros apžvalga parodė, kad ilgalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijų analizės problema nėra pakankamai išnagrinėta. Iki šiol nėra pasiūlyta nė vieno adekvataus skaitinio ar analizinio metodo, nes pasiūlytieji modeliai buvo išvesti pagal lenkiamųjų elementų eksperimentinių tyrimų duomenis. Pasaulyje buvo atliktos vos kelios ilgalaikė apkrova veikiamų tempiamųjų elementų deformacijų eksperimentinės tyrimų programos.
2. Europos projektavimo normų metodas ilgalaikės apkrovos sukeltus tempiamųjų elementų įtempių ir deformacijų pokyčius įvertina supaprastintai. Laikoma, kad šie pokyčiai yra pastovūs ir nekinta laike, o tai prieštarauja eksperimentinių tyrimų rezultatams.
3. Dauguma literatūroje pateiktų tempiamojo sustandėjimo vidutinių įtempių ir deformacijų priklausomybių buvo gautos pagal armuoto betono elementų eksperimentinių tyrimų duomenis neįvertinant betono traukimosi efekto. Esant suvaržytam (atramų arba standžios armatūros) betono traukimuisi, dar prieš apkraunant elementą išorine apkrova betone susidaro tempimo įtempiai, kurie paankstina pleišėjimą bei padidina trumpalaikes deformacijas.

4. Autoriaus atliktų tempiamųjų elementų eksperimentiniai tyrimai parodė, kad Euronormų metodas 65–90 % perversina pleišėjimo apkrovą. Paklaida gaunama todėl, kad šis metodas neįvertina betono traukimosi efekto.
5. Atlikta statistinė analizė parodė, kad, įvertinus betono traukimosi įtaką tempiamųjų elementų trumpalaikėms deformacijoms, Euronormų skaičiavimo paklaidos sumažėja nuo 47,8 % iki 15,6 %.
6. Autoriaus suprojektuota ir pagaminta įranga atlikti ilgalaikiai tempiamųjų elementų deformacijų matavimai, trukę ilgiau nei kiti analogiški tyrimai, parodė, kad deformacijos, iš esmės, stabilizuojasi praėjus vieneriems metams.
7. Remiantis atliktais eksperimentiniais tyrimais pastebėta, kad deformacijų augimas yra ypač spartus pirmomis dienomis po apkrovimo, deformacijų prieaugiui pasiekiant 35–40 % eksperimentų metu užfiksuoto ribinio ilgalaikių deformacijų pokyčio.
8. Įvertinus betono traukimosi įtaką pleišėjimo apkrovai buvo patikslintas ne tik trumpalaikių, bet ir ilgalaikių deformacijų skaičiavimas pagal Euronormas. Ilgalaikių deformacijų paklaidos sumažėjo nuo 50 iki 5 %.
9. Remiantis šiame darbe gautais tyrimų rezultatais, autoriaus pasiūlytas deformacijų modelis įvertina tempiamųjų elementų vidutinių deformacijų priklausomybę nuo laiko.

Literatūra ir šaltiniai

Achillides, Z., Pilakoutas, K. 2004. Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions, *Journal of Composites for Construction* 8(2), 173–181.

ACI Committee 318. 2008. Building code requirements for structural concrete, *ACI 318-08 and Commentary*. ACI, Farmington Hills, Michigan.

ACI Committee 435. 2003. Control of deflection in concrete structures, *ACI 435R-95*. ACI, Farmington Hills, Michigan.

Albrecht, G.; Rutner, M.; Kurita, A.; Ohyama, O. 2004. Modification of the DIN Fachbericht 104 concerning the calculation of long term tension stiffening, *Stahlbau* 73(9): 648–655.

Aleksandrovskij, S. V. 1973. Calculations of concrete and reinforced concrete constructions in different environmental conditions, *Moscow: Stroizdat*. (In Russian)

Alwis, W. A. M. 2001. Stress Redistribution in R/C Beams and Columns, *Proceedings of 6th International Symposium on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials* 803–808, Cambridge, USA.

Ametrano, D. 2011. *Bond characteristics of glass fibre reinforced polymer bars embedded in high performance and ultra-high performance concrete*, Doctoral dissertations.

Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Sung, W. P.; Shih, M. H. 2012. Layer model for long-term deflection analysis of cracked reinforced concrete bending members 16(2): 117–127, *Mechanics of Time-Dependent Materials*.

Baena, M. 2010. *Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete*. Doctoral disertation. University of Girona.

Baena, M.; Torres, L.; Turon, A.; Barris, C. 2009. Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using a pull-out test, *Composites Part B: Engineering* 40(8): 784–797.

Bakis, C. E.; Uppuluri, V. S.; Nanni, A.; Boothby, T. E. 1998. Analysis of bonding mechanisms of smooth and lugged FRP rods embedded in concrete, *Composites Science and Technology* 58(8): 1307–1319. Elsevier.

Balevičius, R. 2000. *Tiesinio valkšnumo įvertinimas, skaičiuojant įtemptojo gelžbetonio strypinius elementus*, Daktaro disertacija, Vilniaus Gedimino Technikos Universitetas.

Bazant, Z. P. and Wittmann, F. H. 1982. *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Chichester New York, Brisbane Toronto Singapore.

Beeby, A. V., Scott, R. H., Jones, A. E. K.. 2005. Revised code provisions for long-term deflection calculations, *Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build.* 158, 71–75.

Beeby, A. W.; Scott, R. H. 2004. Insights into the cracking and tension stifening behaviour of reinforced concrete tension members revealed by computer modelling, *Magazine of Concrete Research* 56(3): 179–190.

Beeby, A. W.; Scott, R. H. 2005. Revised code provisions for long-term deflection calculations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings* 158 (SB1): 71–75.

Beeby, A. W.; Scott, R. H. 2006. Mechanisms of long-term decay of tension stiffening, *Magazine of concrete research* 58(5): 255–266.

Beeby, A.; W.; Scott, R. H. 2002. Tension stiffening of concrete, behaviour of tension zones in reinforced concrete including time dependent effects, *2nd draft* 182. Camberley: The Concrete Society..

Benmokrane, B., Tighiouart, B., Chaallal, O. 1996. Bond Strength and Load Distribution of Composite GFRP Reinforcing Bars in Concrete, *Materials Journal*, 93(3), 254–259.

Bischoff, P. H. 1983. *Response of Prestressed Concrete Tension Members*. M. Eng. thesis. McGill University, Montreal. 122.

Bischoff, P. H. 2001. Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete, *Canadian Journal of Civil Engineering* 28(3): 363–374.

Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-art-Report. FIB – Federation Internationale du Beton, 2000. 427 p.

Bresler, B. and Scordelis, A. C. 1963. Shear strength of reinforced concrete beams, *ACI Journal, Proceedings* 60(1): 51–74.

Brooks, J. J. and Neville, A. M. 1977. A Comparison of Creep, Elasticity and Strength of Concrete in Tension and in Compression, *Magazine of Concrete Research* 29(100): 131–141.

CEB Bulletins 1990. *Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete*. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 201 p.

CEB-FIP (Comité Euro International du Béton; Fédération International de la Précontraint). 1978. *CEB-FIP Model Code 1978 for Concrete Structures*. CEB Bulletin d'Information 124/125E. 348 p.

CEB-FIP (Comité Euro International du Béton; Fédération International de la Précontraint). 1991. *CEB-FIB Model Code 1990: Design Code*, Thomas Telford, London.

CEB-FIP (Comité Euro International du Béton; Fédération International de la Précontraint). 2010. *CEB-FIB Model Code 2010: Draft*.

Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004. Brussels, 2004. 230 p.

Cholmianckij, M. M. 1997. *Concrete and reinforced concrete: deformation and cracking*, Moscow: Stroizdat. (In Russian)

Cypinas I. 1997. *Rėminių konstrukcijų netiesinė analizė: liaunumo įtaka, netiesinė betono elgsena, valkšnumas* [Nonlinear Analysis of Frame Structures: influence of flexibility for non-linear behavior of concrete, creep]. Kaunas: Technologija.

Clark, L. A., Speirs, D. M. 1978. Tension stifening in reinforced concrete beams and slabs under short-term load, *Cement and Concrete Association* 42.

Collins, M. P.; Mitchell, D. 1991. *Prestressed Concrete Structures*, Englewood Cliffs, New York: Prentice-Hall Inc. 766 p.

Cook, D. J. 1972. Some Aspects of the Mechanism of Tensile Creep in Concrete, *ACI Journal* 69(10): 645–649.

Cosenza, E., Manfredi, G., & Realfonzo, R. 2002. Development length of FRP straight rebars, *Composites Part B: Engineering* 33 (7): 493–504.

Darwin, D.; Barham, S.; Kozul, R.; Luan, S. 2001. Fracture energy of high-strength concrete, *ACI Materials Journal* 98(5): 410–417.

Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., Tao, S. 1997. Bond Behavior of Deformed GFRP Rebars, *Journal of Composite Materials* 31(14): 1413–1430.

Espion, B. 1988. Long-term sustained loading tests on reinforced concrete beams: a selected data base, *Bulletin du Service Génie Civil* 88–1, Université Libre de Bruxelles.

Evans, R. H.; Marathe, M. S. 1968. Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension, *Material and Structures (RILEM)* 1(1): 61–64.

Fields, K.; Bischoff, P. H. 2004. Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members, *ACI Structural Journal* 101(4): 447–456.

Forth, J.P. 2014. Predicting the tensile creep of concrete, *Cement & Concrete Composites*, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.07.010>

Franke, L. 1976. Einfluss der Belastung-Sdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Betaon, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 268 p.

Gardner, N. J. and Lockman, M. J. 2001. Design Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal Concrete, *ACI Material Journal* 98(2): 159–167.

Ghali, A. and Favre, R. 1994. Concrete Structures: Stresses and Deformations, 2nd.ed. *E&FN Spon*, New York.

Gilbert, R. I. 1988. Time-Effects in Concrete Structures, *Elsevier Science Publishers*, Amsterdam Oxford New York Tokyo.

Gilbert, R. I.; Wu, H. Q. 2008. An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short term and long-term loads, *UNICIV report No. R-449*. Sydney: University of New South Wales. 32 p.

Gribniak, V. 2009. *Shrinkage influence on tension stiffening of concrete structures*, Doctoral dissertation. Vilnius, Technika. 145 p.

Gribniak, V., Bacinskas, D., Kacianauskas, R., Kaklauskas, G. and Torres, L. 2013. Long-term deflections of reinforced concrete elements: accuracy analysis of predictions by different methods, *Mech Time-Depend Mater* 17: 297–313.

Hajek, J. and Nurnbergerova, T. 1990. Deformations of Reinforced Concrete Cross Sections Due the Non-Uniformly Distributed Shrinkage, *Stavebnickij Casopis* 38(1): 7–20, Bratislava.

Hauggard-Nielsen A. B. 1997. *Mathematical Modelling and Experimental Analysis of Early Age Concrete*, Doctoral dissertation, Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Lyngby.

Illston, J. M. 1965. The Creep of Concrete under Uniaxial Tension, *Magazine of Concrete Research* 17(51): 77–84, Cement and Concrete Association.

Iriya, K.; Negi, T.; Hattori, T.; Umehara, H. 2000. Study on Tensile Creep of Concrete at an Early Age, *Concrete Library of JSCE* 35: 135–150, Japan Society of Civil Engineers.

Yamamoto, T. 1999. *Nonlinear finite element analysis of transverse shear and torsional problems in reinforced concrete shells*, Master thesis, Department of civil engineering, University of Toronto.

Yang, Y.; Xu, M.; Sato, R.; Tezuka, M. 1998. Experimental Investigation on Shrinkage and Creep of High Strength Concrete at Early Ages, *Proceedings of 4th International Conference*, Tokushima, Japan, *ACI Special Publication SP-179*: 201–215.

Johnson, A. I. 1951. *Deformations of Reinforced Concrete*. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Publications 11: 253–290.

Kaklauskas et al. 2012. *Kompozitais armuotos betoninės konstrukcijos: vadovėlis*. Vilnius: Technika. 300 p.

- Kaklauskas, G. 2004. Flexural layered deformational model of reinforced concrete members, *Mag. Concr. Res.* 56: 575–584.
- Kaklauskas, G.; Gribniak, V. 2011. Eliminating shrinkage effect from moment curvature and tension stiffening relationships of reinforced concrete members, *ASCE Journal of Structural Engineering* 137(12): 1460–1469.
- Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Bačinskas, D.; Vainiūnas, P. 2009. Shrinkage influence on tension stiffening in concrete members, *Engineering Structures Oxford* 31(6): 1305–1312.
- Kanstad, T. 1990. *Nonlinear Analysis Considering Time-Dependent Deformations and Capacity of Reinforced and Prestressed Concrete*, Doctoral dissertation, University of Trondheim, Norway.
- Karihaloo, B. L. 1995. *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. Essex: Longman Scientific & Technical. 330 p.
- Kaufmann, W. 1998. *Strength and Deformation of Structural Concrete Subjected to In Plane Shear and Normal Forces*, Doctoral dissertation. Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 147 p.
- Kawano, A. and Warner, R. F. 1997. *Non-Uniform Shrinkage and Creep in Slender Concrete Frames and Columns*, Research Report No. R150, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Adelaide.
- Lemnitzer, L.; Eckfeldt, L.; Lindorf, A.; Curbach, M. 2008. *Biaxial tensile strength of concrete – answers from statistics*, in *Proc. of the International fib Symposium Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for Our Society* 1101–1102, Amsterdam, The Nederland, UK: CRC Press/Balkema.
- Liu, Y.; Teng, S.; Soh, C. K. 2008. Three-dimensional damage model for concrete. Part I: Theory, *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 134(1): 72–81.
- Maekawa, K.; Pimanmas, A.; Okamura, H. 2003. *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*. London and New York: Spon Press. 721 p.
- Malvar, L. J. 1995. Tensile and Bond Properties of GFRP Reinforcing Bars, *Materials Journal* 92(3): 276–285.
- Marčiukaitis, G. 1998. Sluoksniuotųjų statybinių kompozitų valkšnumo parametrų nustatymas, *Statyba* 4(2): 101–108. Vilnius: Technika.
- Marčiukaitis, G. 2001. Susitraukimo deformacijų įtaka kompleksinių mūro elementų įtempių ir deformacijų būviui, *Statyba* 7(3): 177–183. Vilnius: Technika.
- Nejadi, S. and Gilbert, I. 2004. *Shrinkage cracking and crack control in restrained reinforced concrete members*, *ACI Structural Journal*, 101(6), 840–845.
- Neville, A. M. 1997. *Properties of Concrete*, 4th ed. Longman Scientific and Technical, England.

Neville, A. M.; Dilger, W. H.; Brooks, J. J. 1983. *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press (Longman group Ltd), 361 p.

Ng, P. L., Lam, J. Y. K., Kwan, A. K. H. 2010. Tension stiffening in concrete beams, Part 1: FE analysis. *Struct. Build.* 163, 19–28.

Notkus, A. J. 1982. Descending Branch of tensile concrete diagrams and stress distribution in structures, *Increase in strenght and durability of reinforced concrete Structures, Reinforced Concrete Structures* 12: 7 (in Russian).

Rao, P. S. 1966. Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte (Basic Laws Governing Moment Redistribution in Statically Indeterminate Reinforced Concrete Structures), *DAfStb, Ernst & Sohn* 177: 99, Berlin.

Rossi, P., Charron, J. P., Bastien-Masse, M., Tailhan, J. L., Le, M. F., Ramanich, S. 2013. Tensile basic creep versus compressive basic creep at early ages; comparison between normal strength concrete and a very high strength fibre reinforced concrete, *Materials and Structures* 1–13.

Rostasy, F. S., Koch, R., Leonhardt, F. 1976. *Zur Mindestbewehrung für Zwang von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton (Minimum Reinforcement for Restrained External Lightweight Reinforced Concrete Walls)*, *DAfStb, Ernst & Sohn* 83, Berlin.

Rostasy, F. S.; Kepp, B. 1982. Time-dependence of bond, *Paisley* 183–192, Scotl.

Sato, R.; Xu, M.; Ujike, I. 1998. Effect of tension softening on time-dependent deformation and crack width of reinforced concrete flexural members in *Proc. of 3rd International Symposium of Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Ed. by H. Mihashi and K. Rokugo 1341–1352. Freiburg: AEDIFICATIO Publishers.

Scanlon, A.; Lee, J. I.; Lee, Y. H. 2005. Discussion on Long-term tension-stiffening effects in concrete. Paper by Scott, R. H.; Beeby, A. W.. Disc. 102-S04/From the January-February. *ACI Structural Journal* 31 p.

Scott, R. H.; Beeby, A. W. 2005. Long-term tension-stifening effects in concrete, *ACI Structural Journal* 102(1): 31–39.

Shima, H., Chou, L., Okamura, H. 1987. Micro and macro models for bond in RC, *Journal of The Faculty of Engineering* 39(2): 133–194, The University of Tokyo (B).

Sigrist, V. 1995. *On the Deformation Capacity of Structural Concrete Girders* (Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern). IBK Bericht 210, 159 p. (in German).

Sokolov, A. 2010. *Tension stiffening model for reinforced concrete beams*, Doctoral disertation. Technika, Vilnius.

Stramandinoli, R. S.B.; La Rovere, H. L. 2012. An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members, *Engineering Structures* 30(7): 2069–2080.

Sundarraja, M. C., Rajamonhan, S. 2009. Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips – An experimental study, *Journal of Construction and Building Materials* 23(2): 856–864.

Svensvik, B. 1981. *Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluss der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit*. Diss. TU Braunschweig.

Šmerda, Z. and Kristek V. 1988. *Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures*, Elsevier, Amsterdam Oxford New York Tokyo.

Timinskas, E.; Jakštaitė, R.; Gribniak, V.; Tamulėnas, V.; Kaklauskas, G. 2013. Accuracy analysis of design methods for concrete beams reinforced with fiber reinforced polymer bars, *Engineering structures and technologies* 5(3): 123–133. Vilnius, Technika.

Troxell, G. E.; Raphael, J. M.; Davis, R. E. 1958. Long-Time Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete, *Proc. ASTM.*, 58: 1101–1120.

Tsubaki, T.; Das, M. K.; Shibata, K. 1992. Cracking and Damage in Concrete due to Nonuniform Shrinkage, *Proceedings of 1st International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Colorado, USA.

Tung, S. H., Shih, M. H., Kuo, J. C. 2010. Application of digital image correlation for anisotropic plastic deformation during tension testing, *Opt Lasers Eng.* 48(5): 636–641.

Vecchio, F. J. and Collins, M. P. 1986. The Modified Compression Field Theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Structural Journal* 83(6): 925–933.

Vilanova, I.; Torres, L.; Baena, M.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V. 2014. Experimental study of tension stiffening in GFRP RC tensile members under sustained load, *Engineering Structures* 79: 390–400, Oxford: Elsevier Ltd.

Vollum, R. L. 2002. Influences of shrinkage and construction loading on loss of tension stiening in slabs, *Magazine of Concrete Research* 54(4): 273–282.

Vollum, R. L.; Afshar, N. 2009. Influence of construction loading on deflections in reinforced concrete slabs, *Magazine of Concrete Research* 61(1): 3–14.

Vollum, R. L.; Moss, R. M.; Hossain, T. R. 2002. Slab deflections in the cardington insitu concrete frame building, *Magazine of Concrete Research* 54(1): 23–34.

Wenkenbach, I. 2011. *Tension stiffening in reinforced concrete members with large diameter reinforcement*, Durham theses, Durham University. Available at Durham E-Theses Online: <http://etheses.dur.ac.uk/3250>

Wildermuth, A., Hofmann, J. 2012. *Effect of the bond behaviour of rebars and its evaluation by simplified test specimens*. Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposium, Brescia, Italy.

Wu, H. Q. 2010. *Tension stiffening in reinforced concrete – instantaneous and time-dependent behaviour*. Doctoral dissertations.

Zanuy, C. 2010. Analytical approach to factors affecting long-term tension-stiffening, *Magazine of Concrete Research* 62(12): 869–878.

Zheng, W.; Kwan, A. K. H.; Lee, P. K. K. 2001. Direct tension test of concrete, *ACI Material Journal* 98(1): 63–71.

Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema sąrašas

Straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose

Gribniak, V.; Arnautov, A. K.; Kaklauskas, G.; Jakstaite, R.; Tamulenas, V.; Gudonis, E. 2014a. Deformation analysis of RC ties externally strengthened with FRP sheets, *Mechanics of Composite Materials* 50(5): 669–676. New York: Springer US. ISSN 0191-5665. (*ISI Web of Science*). IF₂₀₁₄ = 0,451.

Gudonis, E.; Kacianauskas, R.; Gribniak, V.; Weber, A.; Jakubovskis, R.; Kaklauskas, G. 2014a. Mechanical properties of the bond between GFRP reinforcing bars and concrete, *Mechanics of Composite Materials* 50(4): 457–466. New York: Springer US. ISSN 0191-5665. (*ISI Web of Science*). IF₂₀₁₄ = 0,451. <http://link.springer.com/article/10.1007%2Fs11029-014-9432-0>

Gribniak, V.; Kaklauskas, G.; Torres, L.; Daniunas, A.; Timinskas, E.; Gudonis, E. 2013. Comparative analysis of deformations and tension-stiffening in concrete beams reinforced with GFRP or steel bars and fibers, *Composites. Part B: Engineering* 50: 158–170. Oxford: Elsevier B.V. ISSN 1359-8368. (*ISI Web of Science*). IF₂₀₁₃ = 2,602. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836813000498>

Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Jakubovskis, R.; Gudonis, E.; Salys, D.; Kupliauskas, R. 2012. Serviceability analysis of flexural reinforced concrete members, *Journal of Civil Engineering and Management* 18(1): 24–29. Vilnius: Technika. ISSN 1392-3730. (*ISI*

Web of Science). IF₂₀₁₂ = 2,016. <http://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.3846/13923730.2011.643553>

Gudonis, E.; Timinskas, E.; Gribniak, V.; Kaklauskas, G.; Arnautov, A. K.; Tamulėnas, V. 2013. FRP reinforcement for concrete structures: state-of-the-art review of application and design, *Engineering Structures and Technologies* 5(4): 147–158. (ICONDA). Vilnius: Technika. ISSN 2029-882X <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.3846/2029882X.2014.889274>

Timinskas, E.; Jakubovskis, R.; Meškėnas, A.; Gudonis, E. 2012. Kompozitiniais strypais armuotų sijų pleišėjimo ir deformacijų analizė [Cracking and deformation analysis of beams reinforced with composite bars], *Mokslas – Lietuvos ateitis* 4(4): 346–350. (ICONDA). Vilnius: Technika. ISSN 2029-2341 <http://www.mla.vgtu.lt/index.php/mla/article/view/mla.2012.54>

Salys, D.; Timinskas, E.; Gribniak, V.; Ulbinas, D.; Gudonis, E. 2010. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų diskrečiųjų plyšių modelio analizė [Discrete cracks model analysis of reinforced concrete elements in tension], *Engineering structures and technologies* 2(4): 146–154. (EBSCO). Vilnius: Technika. ISSN 2029-2317 http://www.skt.vgtu.lt/upload/skt_zurn/146-154_skt_vol2_no4_salys.pdf

Straipsniai kituose leidiniuose

Gribniak, V.; Arnautov, A. K.; Kaklauskas, G.; Jakstaite, R.; Tamulėnas, V.; Gudonis, E. 2014b. Анализ деформаций железобетонных растягиваемых элементов, внешне усиленных дисперсионно-армированными полимерными листами [Tempiamųjų gelžbetoninių elementų išoriškai sustiprintų FRP lakštais deformacijų analizė], *Механика композитных материалов* 50(5): 933–942, Рига: Институт механики полимеров. ISSN 0203-1272

Gudonis, E.; Kacianauskas, R.; Gribniak, V.; Weber, A.; Jakubovskis, R.; Kaklauskas, G. 2014b. Механические свойства контакта стеклопластиковой арматуры с бетоном [GFRP armatūros ir betono sąveikos parametrai], *Механика композитных материалов* 50(4): 641–654, Рига: Институт механики полимеров. ISSN 0203-1272

Gudonis, E.; Rimkus, A.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Kupliauskas, R. 2014c. Experimental investigation on deformation behavior of RC ties, *Mechanika 2014: Proceedings of the 19th International Conference* 94–99, Lithuania. Kaunas: Technologija. ISSN 1822-2951

Gudonis, E.; Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Arnautov, A. K.; Sokolov, A.; Gribniak, V. 2014d. Experimental investigation on long-term deformations of tensile RC members, *CESARE 14: International Conference of Civil Engineering for Sustainability and Resilience* 120–125, Amman, Jordan.

Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Bačinskas, D.; Gudonis, E.; Jakubovskis, R. 2011. Tension-stiffening relationship based on the provisions of Chinese design code GB 50010-

2002, *Proceedings of the 2011 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11plus)* 1634–1641, Seoul, Korea: [CD] ISBN 9788989693321

Jakubovskis, R.; Gudonis, E.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V. 2011. Rigid-plastic bond model for analysis of flexural reinforced concrete members, *Mechanika-2011: Proceedings of the 16th International Conference* 128–132, Kaunas: Technologija. ISSN 1822-2951

Jakubovskis, R.; Gudonis, E. 2011. Gelžbetoninių konstrukcijų tempiamojo sustandėjimo modeliavimas pagal Kinijos projektavimo normas, *Statyba, 14-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija "Mokslas – Lietuvos ateitis"* medžiaga 1–4, Vilnius: Technika. ISSN 2029-7149. ISBN 978955289296. http://dspace.vgtu.lt/bitstream/1/778/1/12_Jakubovskis_S3.pdf.

Summary in English

Introduction

Problem formulation

Reinforced concrete is one of the most popular structural materials composed from concrete and reinforcement. Compressive concrete can withstand high loading levels, however its tensile strength is from 10 to 20 times smaller. Therefore, to overcome this shortage, reinforcement is used for the structures subjected to direct tension, bending, torsion or shear. Due to interaction between reinforcement and concrete, also known as bond, stresses are transferred from reinforcement to concrete or vice versa. If transferred stresses from reinforcement to concrete are smaller than the tensile strength of concrete, reinforced concrete (RC) element deforms elastically. Within this stage, elastic deformations in concrete and reinforcement can be directly assessed by simple law of material mechanics (Hook law). However, if stresses transferred from reinforcement to concrete are greater than the tensile strength of concrete, initiation of cracking starts, causing non-linear deformation behaviour. This leads to a much more complicated analysis of RC elements.

Complicated stress state in RC structures is caused by creep and shrinkage effects of concrete, which strongly depend on constantly changing environment conditions. Shrinkage and creep of concrete are considered as long term effects, however they are of a great importance not only for long term deformations of RC, but also for short term deformation and cracking analysis. Due to insufficiently defined calculation methods of

concrete deformation, cracking, shrinkage and creep of concrete, design of RC structures using code methods becomes unreliable.

Relevance of the thesis

The influence of concrete in tension on overall ability to carry tensile stresses might seem insignificant due relatively small concrete tensile strength. Tensile stresses in concrete may actually be ignored when estimating strength of a reinforced concrete member normal cross-section. On the other hand, estimating deformations without considering the influence of concrete in tension can lead to errors exceeding 100%. Adequate estimation of cracked concrete deformations under short-term tension loading is one of the key problems in reinforced concrete mechanics. At location of primary cracks, concrete does not transfer any tensile stresses while the full load is transferred by the steel reinforcement. The reinforcement slips in regard to concrete in and around the crack location and this leads to tangential stresses appearing in the contact area. Because of these bond stresses, concrete is able to carry some of the tensile stresses. The bond between concrete and reinforcement stiffens the element. Ability of concrete to carry tension stresses is called tension stiffening.

There is numerous different tension stiffening models suggested for short –term loading. It should be noted that results obtained by using these methods are inadequate when compared to experimental results. Essentially all tension stiffening stress-strain curves available in literature are obtained from experimental data without considering concrete shrinkage effect.

Only a few models are suggested for the evaluation of tension stiffening under long-term loading. These models were derived from experimental data of bending elements. No studies have been performed on the adequacy of these models when applying them to analysis of concrete in tension. Few experimental investigations have been done on reinforced concrete under long-term tension loading in the world.

New experimental and theoretical results are presented in this dissertation, investigating the deformations and tension stiffening in reinforced concrete elements under short- and long-term loading.

Research object

In present study a stress-strain and cracking analysis of tensile RC elements under short- and long-term loading is performed. An improved Eurocode calculation method for prediction of average deformations evaluating effects of shrinkage and creep of RC members under tension is proposed. Analysis of concrete shrinkage and creep effects on deformation calculation results of RC members is performed.

Aim of the thesis

The main objective is to improve Eurocode calculation methods for prediction of deformations of tensile RC members subjected to short-term and long-term loading.

Objectives of the thesis

In order to achieve the aim of the thesis, the following objectives have to be implemented:

1. To perform strain determination methods analysis of reinforced concrete under tension.
2. To review test results of tensile reinforced concrete elements published in literature.
3. To perform experimental investigation of concrete shrinkage and creep.
4. To perform experimental investigation of cracking and stiffness of tensile reinforced concrete elements, subjected to short-term and long-term loading.
5. To perform comparative analysis of experimentally obtained and theoretically attained (employing Eurocode methodology) average strain.
6. To perform experimental results analysis of tensile reinforced concrete elements, subjected to short-term and long-term loading.
7. To propose time-dependent long-term strain relationship of tensile reinforced concrete. Proposed relationship should detail strain variation in a range from constant loading till reaching ultimate strain value.
8. To perform adequacy analysis of EC strain determination method adjustment for tensile reinforced concrete elements, subjected to short-term loading.

Research methodology

Theoretical, numerical as well as design code and experimental methods are applied in present research. Experimental load and deformation diagrams of tensile RC elements under short term loading are obtained according to 3 different methods: by measuring elongation of reinforcement and concrete surface with LVDT's and by applying *Digital Image Corelation* method. For theoretical determination of loading and deformation graphs a method described in Eurocode has been applied.

Scientific novelty of the thesis

Scientific novelty obtained from this thesis:

1. A new experimental data of strain and crack pattern of tensile reinforced concrete elements subjected to short-term and long-term loading has been obtained. Only a few experimental researches of tensile reinforced concrete strain were performed in the world, subjected long-term loading. Performed experiments lasted for about a year – more than any other similar long-term researches.
2. Eurocode average strain determination method for tensile reinforced concrete elements subjected to short-term loading was adjusted, evaluating concrete shrinkage on pre-exploitation stage.
3. Average strain prediction accuracy analysis of tensile reinforced concrete elements was performed, employing original and adjusted methods of EC, subjected to short-term loading.

4. Time-dependent average strain relationship was proposed, using experimentally obtained strain results, subjected to long-term loading.

Practical value of research findings

The adjustment of Eurocode strain determination method for tensile reinforced concrete elements subjected to short-term and long-term loading was proposed.

Defended statements

Defended statements of the thesis are:

1. Evaluation of shrinkage deformations occurred prior to loading stage allows using EC method for more adequate assessment of the resistance to the cracking and deformations of tensile RC members, subjected to short-term loading.
2. Long-term deformations of tensile RC members intensively increase during the first days of the loading.
3. The development of long-term deformations of tensile RC members is stabilized within one year after the loading.
4. Proposed adjustment of cracking resistance allows more adequate assessment of long-term deformation increment.

Approval of research findings

14 scientific articles were published on topic of the dissertation: 7 – in reviewed scientific journals, (4 from them included in *ISI Web of Science* international databases); 7 articles in conferences material (6 from them in international conference material):

- 18th and 17th International Conference “*Mechanics of Composite Materials MCM 2014*“ in Riga, 2014 and 2012.
- 19th and 16th International Conference “*Mechanika*” in Kaunas, 2014 and 2011.
- International Conference of Civil Engineering for Sustainability and Resilience „*CESARE 14*“ in Amman, 2014.
- The International Conference “*World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11plus)*“ in Seoul, 2011.
- 14th Conference of Young Lithuanian Scientists “*Science – the Future of Lithuania*” in Vilnius, 2011.

Structure of the thesis

The dissertation consists of introduction, four Chapters, general conclusion and a list of references, resources and publications of the author on the topic of the dissertation, abstract in English and 6 annexes. The total scope of dissertation – 133 pages excluding annexes, 40 expressions, 70 figures, 2 tables and 102 references.

Acknowledgements

Author expresses his sincere gratitude to the supervisor of the scientific work, head of Bridges and Special Structures Department Prof. Habil. Dr. Gintaris Kaklauskas and consultant, head of Innovative Building Material Science laboratory Dr. Viktor Gribniak for advice and assistance in preparing the dissertation.

The author also wishes to thank the International Relations Office of Vilnius Gediminas Technical University for the mobility grant to the University of Girona (Spain) under the LLP/ERASMUS internship program. For valuable comments and suggestions during the traineeship author expresses sincere gratitude to Dr. Lluís Torres Llinas.

For the help and friendship during the PhD studies the author expresses gratitude to the staff of the Department of Bridges and Special Structures: Assoc. Prof. Darius Bačinskas, researcher Dr. Aleksandr Sokolov, Assoc. Prof. Darius ULBINAS and PhD students.

The author expresses gratitude to Lithuanian Science Council for the financial support during the PhD studies.

For the unconditional support the author is very grateful to his parents Vanda and Algis, brother Egidijus and girlfriend Lina. This thesis is dedicated for them.

1. Review on strain investigation of reinforced concrete ties

Deformation behaviour of RC structures depends on the physical and mechanical properties of constitutive materials. The complexity of reinforced concrete material is governed by different mechanical and physical properties of concrete and reinforcement, their nonlinearity, cracking of concrete, shrinkage and creep effects, bond characteristics, scale factor, etc. The modelling of concrete cracking and interaction between concrete and reinforcement has the greatest impact on the results of deformation calculations. Interaction between concrete and reinforcement occurs in the tensile zone of both bending or shear elements as well as axial tensile elements. Despite the fact that bending or shear elements are more common in RC structures, it is believed that particularly axial tensile elements are able to reveal better the bond behaviour of RC elements.

This chapter briefly describes the concrete creep and shrinkage effects providing the diagrams of creep and shrinkage within time. It also discusses the experimental and design code methods used to determine the tensile strength of concrete. The chapter focusses on the analysis of bond aspects, and shrinkage and creep influence on cracking of reinforced concrete elements. Furthermore, it describes tension stiffening effect and the tension stiffening models for the elements subjected to short- and long-term loading presented in different design codes and proposed by various authors. At the end of the chapter, the objective of the thesis is defined and the tasks to achieve the objective are determined.

2. Experimental strain investigation of reinforced concrete ties

In this chapter the deformation behaviour of reinforced concrete ties subjected to short- and long-term loading is discussed. The experimental results of tensile low ($\rho \approx 0,6\%$) and high ($\rho \approx 3,2\%$) reinforced concrete specimens subjected to short- and long-term loading are presented. The chapter also describes the experimental investigation on de-

termination of shrinkage strain and creep coefficient of concrete. Furthermore, a brief description of test program, material (concrete, reinforcement) characteristics, test equipment, and the results are provided within this chapter. The aim of this research is experimentally to determine stress and strain behaviour of RC ties subjected to short- and long-term loading.

Three different concrete compositions have been used to produce experimental specimens. The composition I (S1) was made of ready-mixed concrete (grade C35/45), as for the compositions II (S2) and III (S3), the laboratory made concrete of grades C35/45 and C30/37, respectively, were used. In order to determine the characteristics of each composition, several types of concrete specimens have been used: cubes, cylinders, and prisms. The compressive strength and the elastic modulus of concrete were measured on standard concrete specimens (cubes of $100 \times 100 \times 100$ and $150 \times 150 \times 150$, and cylinders of 150 mm). The indirect concrete tensile strength was measured on standard test using flexural concrete prisms ($100 \times 100 \times 400$ mm). For the short-term specimens, these properties were measured at the testing day; while for the long-term specimens – at both the beginning and the end of time of the sustained loading. The mechanical characteristics of reinforcement have been also determined.

Two to three specimens with a cross-section corresponding to the RC ties have been used to determine the shrinkage strain for all the compositions of concrete. The shrinkage measurements have been commenced after two days of casting and continued to carry out several times a week until the end of testing. In order to reduce the free shrinkage strains, a part of specimens has been stored in water up to the testing day. The rest of the specimens have been kept in the environment under measured conditions throughout the period of research.

A test program of tensile RC elements subjected to short-term loading consisted of 33 specimens grouped into four series. The main parameters are given in Table S1. Following notations are: L – the element length; A_c and A_s – the cross-section of concrete and reinforcement, respectively; ρ – reinforcement ratio; t_0 – the concrete age at testing day; ε_{cs} – the free shrinkage strain of concrete; the symbols „ \varnothing ” and „ \square ” – the section of the element in a form of cylinder and rectangle, respectively.

Table S1. Parameters of specimens

Series	Specimen	Cross-section, dimensions	L	A_c	A_s	ρ	t_0	ε_{cs}	Rein- forcement
		\varnothing / \square (mm)	mm	mm ²	mm ²	%	dieno s	$\mu\text{m} / \text{m}$	
I (S1)	C2	$\varnothing 110$	600	9500	113	1,19	722	-771,4	S500
	C3	$\varnothing 110$	600	9500	113	1,19	722	-771,4	
	C6	$\varnothing 110$	600	9500	50	0,53	735	-763,8	
	C7	$\varnothing 110$	600	9500	50	0,53	735	-763,8	
	C11	$\varnothing 50$	600	2000	50	2,56	742	-744,0	
	C12	$\varnothing 50$	600	2000	50	2,56	742	-744,0	
	C18	$\varnothing 160$	600	20100	113	0,56	770	-764,5	
	C19	$\varnothing 160$	600	20100	113	0,56	770	-764,5	

The continue of Table S1									
II (S2)	TS-1	□100x100	1500	10200	113	1,11	50	-290,7	S500
	TS-2	□100x100	1500	10200	113	1,11	50	-290,7	
	TS-3	□100x100	1500	10200	113	1,11	69	-340,4	
	TS-4	□100x100	1500	10200	113	1,11	69	-340,4	
III (S3)	P1-8	□60x60	650	3600	50	1,40	33	16,5	S500
	P2-8	□60x60	650	3600	50	1,40	37	26,0	
	P2-12	□60x60	650	3600	113	3,14	65	42,2	
	P3-12	□60x60	650	3600	113	3,14	65	42,2	
	D14-2	□100x100	1000	10200	154	1,51	48	-81,9	
	T1	□80x80	1000	6400	113	1,77	35	-389,2	At800
	DT-11	□100x100	1500	10200	113	1,11	41	-272,2	
	DT-12	□100x100	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-13	□100x100	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-14	□100x100	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
	DT-15	□100x100	1500	10200	113	1,11	52	-281,4	
IV (S3)	T1-10	□60x60	650	3600	79	2,19	34	110,3	S500
	T2-10	□60x60	650	3600	79	2,19	35	115,3	
	T3-10	□60x60	650	3600	79	2,19	37	115,0	
	T4-10	□60x60	650	3600	79	2,19	37	115,0	
	T5-10	□60x60	650	3600	79	2,19	42	126,3	
	T6-10	□60x60	650	3600	79	2,19	42	126,3	
	T1-12	□80x80	650	6400	113	1,77	35	115,3	
	T2-12	□80x80	650	6400	113	1,77	41	126,0	
	T3-12	□100x100	650	10200	113	1,11	34	110,3	
	T4-12	□100x100	650	10200	113	1,11	41	126,0	

The short-term axial tensile tests have been carried out by pulling elements on the ends of reinforcement. Elements of length L up to 700 mm were tested using mechanical jack *LFM 100* (Fig. S1a.), while the elements of length L between 700 mm and 1000 mm were tested using hydraulic jack *LFV 600-HH* (Fig. S1b).

Due to limited geometric parameters of modern testing equipment (Fig. S1a and b), four testing frames (Fig. S1c) have been designed and manufactured by the author of the thesis (drawings and calibration information of the frames are given in Annex B). New equipment allowed testing reinforced concrete ties of length $L = 1500$ mm subjected to short- and long-term loading. The loading ratio of the testing frames is 16:1. The first level arm gives the ratio of 3.93:1, while the second – 4:1. In such a way, a 10 kg weight produces a 1.6 kN tensile force to the specimen.

Within the testing procedure average strains were measured in two ways: on reinforcement bar and on surface of concrete. Scheme of LVDT measurement devices (Fig. S1d) is presented in Fig. S2. Experimental load-strain diagrams are presented in Fig. S3.

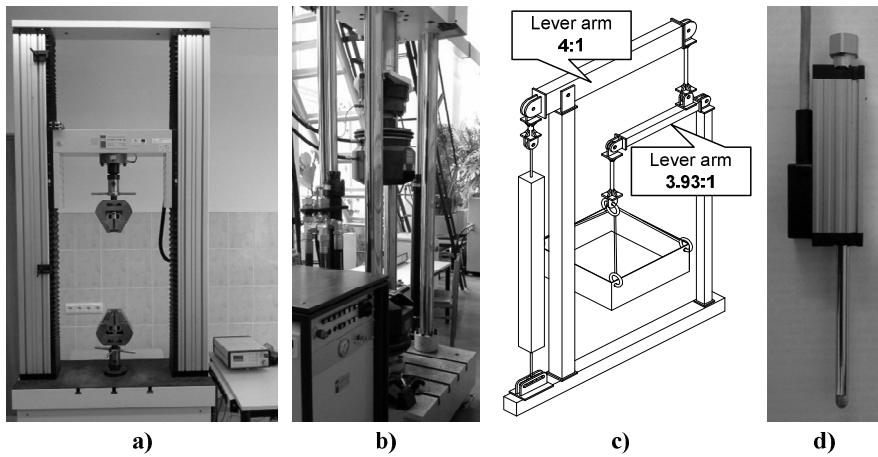


Fig. S1. Testing equipment: a) mechanical jack LFM 100, b) hydraulic jack LFV 600-HH, c) designed and constructed testing frame and d) linear variable displacement transducer (LVDT)

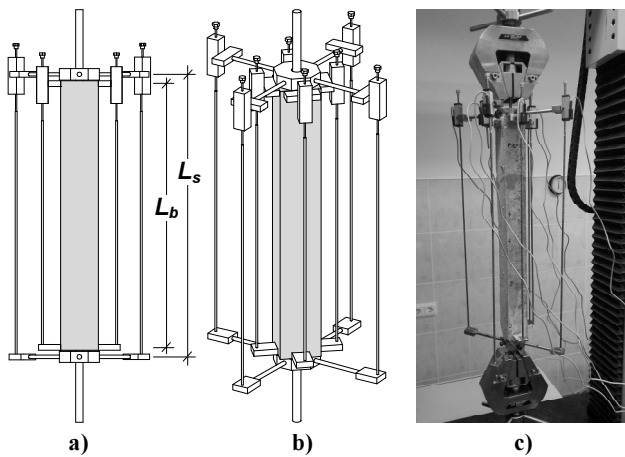


Fig. S2. Layout of strain devices: a) 2D, b) and c) 3D

Diagrams of average strains in time for DT group elements of III series are presented in Fig. S4. These elements were loaded with 35 and 40 kN sustained load during the period of 315 days.

Summarizing the results of the second section it should be noted that the average deformation of the reinforcing bar and the concrete surface is different. Depending on the length of the elements the difference of strain can be up to 80%. In contrast to experiments carried out by other researches, during this experimental program the strains of

concrete shrinkage and creep were recorded. Duration of the long-term experiment was about a year and this is longer than the studies of the other authors.

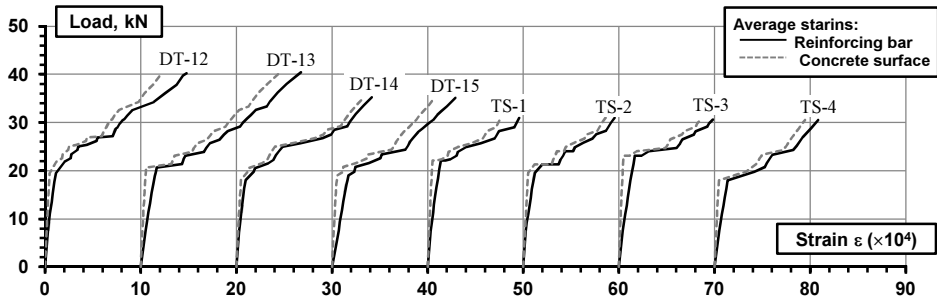


Fig. S3. Load-strain diagrams determined at the reinforcement and on the surface of concrete for elements with $L = 1500$ mm

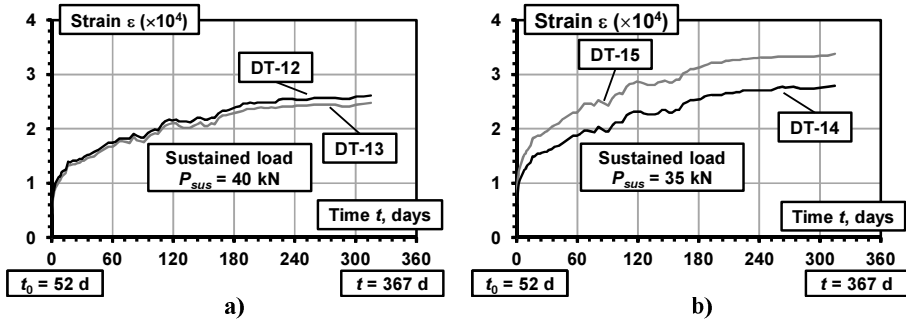


Fig. S4. Strains in time for DT group elements of series III: a) DT-12 and DT-13, b) DT-14 and DT-15

This chapter also describes experimental investigation of interaction between reinforcement and concrete. It is shown that during determination of interaction between reinforcement and concrete using different technique (*pull-out* and *bending* tests) results in different maximum values of bond force. The difference between the *pull-out* and *bending* tests reaches 25%.

3. Analysis of experimental results of reinforced concrete ties

In this chapter comparative analysis between experimental and theoretical results are presented. Theoretical load and average strain diagrams for short-term (Fig. S5–S7) and long-term (Fig. S8) loading cases were attained for tested elements. The latter diagrams were compared to the corresponding experimental curves.

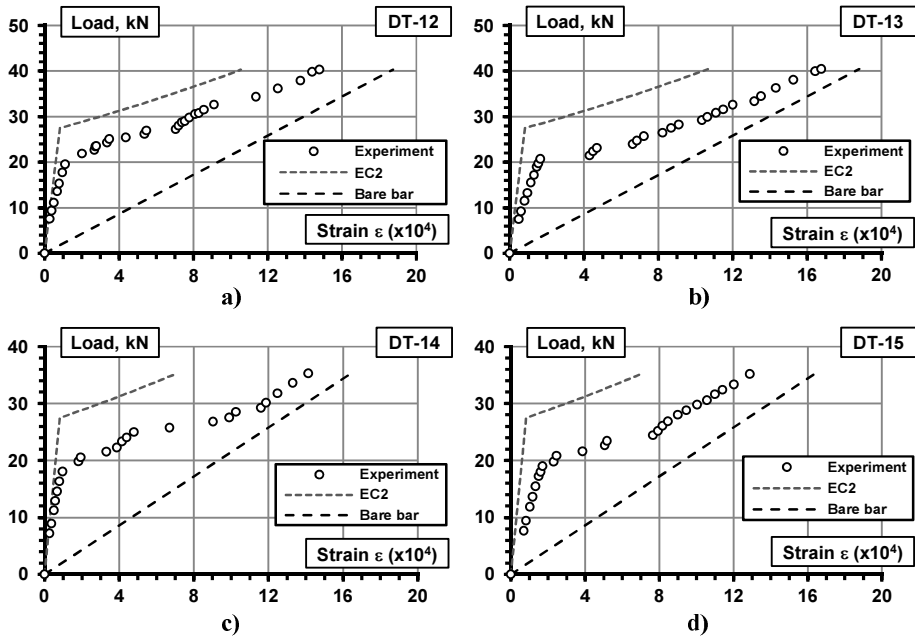


Fig. S5. Load-strain diagrams for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

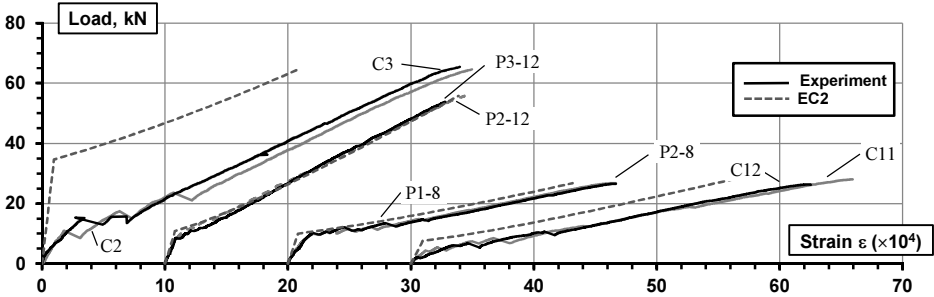


Fig. S6. Load-strain diagrams for elements of series I

Theoretical calculations were done employing experimental geometric parameters and characteristics of the materials presented in chapter II of the thesis. Theoretical load and average strain curves were obtained using the method of Eurocode (EC2). Theoretical cracking load was determined assuming average tensile strength value f_{cm} . This value was calculated according to the Eurocode using the compressive cylinder strength, experimentally determined at 28 day. Following the same manner, concrete modulus of elasticity E_{cm} was estimated. Whereas concrete age t_0 at the test day for most of the ele-

ments is higher, the tensile strength and elastic modulus versus time were evaluated using the corresponding expressions of the Eurocode.

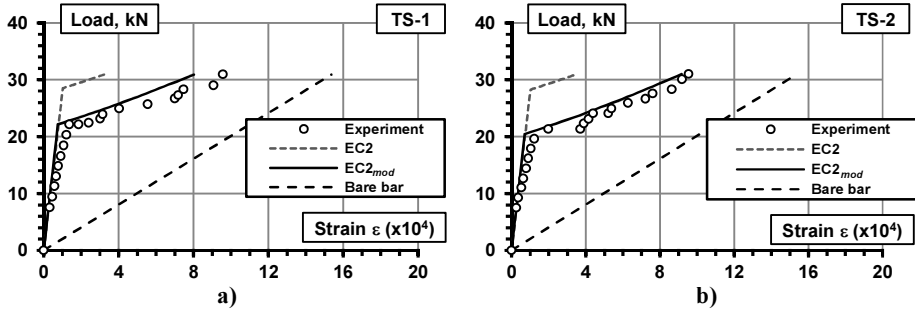


Fig. S7. Corrections of theoretical load-strain diagrams for elements TS-1 and TS-2 of series II

For elements of group C, which were considered about 2 years (720 to 770 days) under natural conditions at 56% of the average humidity, distinct errors between theoretical and experimental values of cracking load are observed. Meanwhile, elements of group P which before the testing day ($t_0 = 33\text{--}65$ days) were hardened in water i.e. shrinkage deformation prior to loading $\varepsilon_{cs} \approx 0$, agreement between theoretical and experimental results is significantly higher. These tendencies also demonstrate methodological adequacy of the design standards from cracking stage until collapse of the element.

The improved theoretical load and average strain diagrams for TS-1 and TS-2 elements of series II are presented in Fig. S7. These diagrams obtained were obtained using experimental cracking load P_{cr} and denoted as $EC2_{mod}$. In such way, concrete shrinkage influence to the calculation results was indirectly assessed. Comparison of the results shows that after cracking the experimental and theoretical curves coincide sufficiently. Based on these results it can be stated that the adoption of adequate cracking load leads to sufficiently accurate results in all stages of the short-term loading. Similar tendencies can be also seen for the other experimentally tested elements.

Comparison of theoretical and experimental results for DT group elements of series III is presented in Fig. S8. Generalized theoretical strains are graphically separated to short (gray dashed curve) and long-term (solid black line) cases. The load-strain curve of the bare bar (black dashed line) is additionally shown in order to quantify the variation of the tension stiffening. Concrete age t_0 corresponds to the short-term loading (52 day) and the maximum experimental monitoring time t (367 days).

A degradation of tension stiffening due to long-term loading can be observed for both theoretical and experimental curves. It was observed that the degradation depends on the load duration and level of the loading. A more detailed comparative analysis of theoretically calculated and experimentally obtained long-term strain increments and tension stiffening in time is reviewed in this chapter.

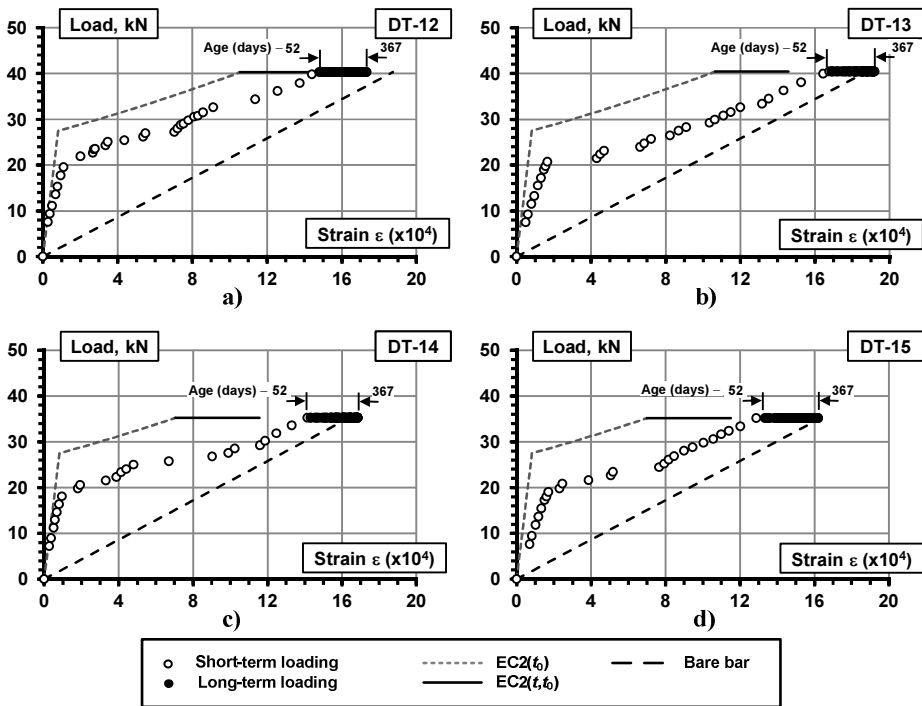


Fig. S8. Load-strain diagrams for DT group elements of series III at long-term conditions:
a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Theoretical and experimental long-term strain increments in time diagrams are presented in Fig. S9. The curves show that the increase of theoretical strain occurs immediately after the load is added and continues without any change over time, i.e. remains constant during the loading. Meanwhile, the increment of experimentally attained strains is progressive and extends over the entire monitoring period. The most intensive growth of strains was recorded in the first days and reached 30–80% of the final long-term strain increment values observed during the period of experiment. Presented figures once again demonstrate the differences of development of theoretical and experimental long-term strains. A theoretical strain increment does not change over time and depends only on the load level. A similar strain increment values obtained for elements of series II with approximately equal load level. The same tendencies could be observed for twin elements DT-12 and DT-13 as well as DT-14 and DT-15 of series III. From the presented diagrams it can be seen that the theoretical strain increments are up to 5 times higher than the experimentally determined values in the first days after loading. It was observed that increment values of the experimental strain only slightly depends on the load level, however it is not constant and varies over time. It can be noted that for the elements of series III the long-term deformations gradually increase up to the theoretical values, which, in this case, can be taken as a limit.

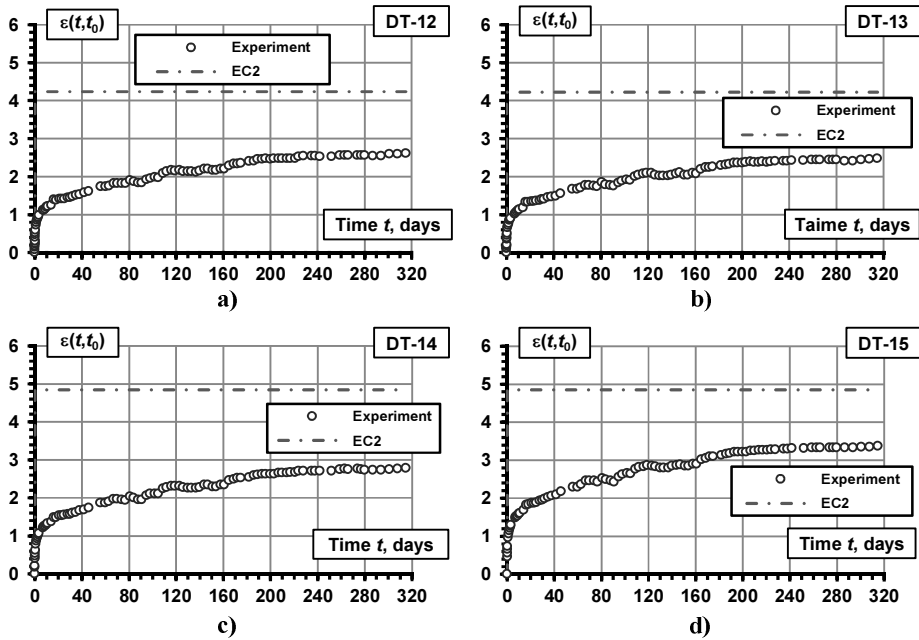


Fig. S9. Propagation of average strains at long-term conditions for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

After performing comparative analysis, the source of obtained errors is discussed. The results presented in this Chapter are further applied for the improvement of Eurocode method dedicated for the calculation of deformations of tensile RC members under short and long term loading.

4. Modification of Eurocode strain calculation technique for reinforced concrete ties

Comparative analysis, presented in Chapter 3, has shown that errors of short term deformation calculation method in Eurocode appear due to inadequate prediction of cracking load. It was shown that main inaccuracies occur due to disregard of shrinkage deformations, which appear before the loading stage. Due to this reason cracking force P_{cr} at the testing day could be significantly smaller. This Chapter describes the algorithm (Gudonis *et al.* 2014c) dedicated for evaluation of shrinkage and creep effects on deformation and stress state during the unloaded state. The below described algorithm, based on the previous studies of the supervisor and consultant of the thesis (Gribniak 2009, Kaklauskas and Gribniak 2011), is suggested to be applied for improving the Eurocode method.

Applying the discussed algorithm, Eurocode calculation method of average deformation of tensile RC elements under short term loading has been improved. The cracking load is reduced by the magnitude of fictitious axial force $N_{m,cs}^*$:

$$P_{cr,EC2*} = P_{cr,EC2} + N_{m,cs}^* = f_{ct}(A_c + nA_s) + \varepsilon_{cs}^* E_s A_s, \quad (S1)$$

where $P_{cr,EC2}$ – cracking load according to Eurocode, ε_{cs}^* – effective shrinkage deformation, calculated by such expression:

$$\varepsilon_{cs}^* = \varepsilon_{cs}(t_0, t_s) \frac{E_{ca}(E_c A_c + E_s A_s)}{E_c(E_{ca} A_c + E_s A_s)} = \varepsilon_{cs}(t_0, t_s) \frac{A_c + nA_s}{A_c + n_a A_s}, \quad (S2a)$$

where

$$E_{ca} = \frac{E_c}{1 + \varphi(t_0, t_s)}, \quad n = \frac{E_s}{E_c}, \quad n_a = \frac{E_s}{E_{ca}}, \quad (S2b)$$

here $\varepsilon_{cs}(t_0, t_s)$ – is the free shrinkage strain, taken with a negative sign, t_0 – is the age of the concrete at the moment considered, t_s – is the age of the concrete at the beginning of drying shrinkage, E_s and E_c – modulus of elasticity of reinforcement and concrete, respectively, A_s and A_c – cross-section areas of reinforcement and concrete, respectively, E_{ca} – effective modulus of elasticity, $\varphi(t_0, t_s)$ – is the creep coefficient.

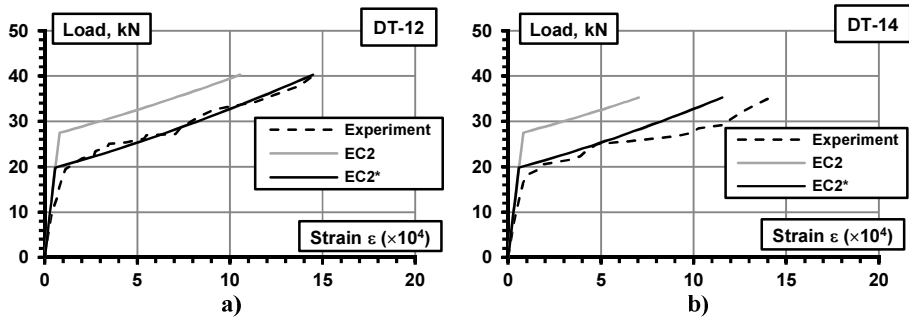


Fig. S10. Load-strain diagrams when shrinkage and creep effects are assessed for elements:
a) DT-12 and b) DT-14

Using the improved Eurocode method, comparative analysis of theoretical and experimental results of tensile elements under short term loading (see Chapter 2) was performed. Value of free shrinkage strain $\varepsilon_{cs}(t_0, t_s)$ was attained experimentally. Some theoretical and experimental load and average deformation graphs are presented in Fig. S10. Theoretical shrinkage curves were obtained according to original and improved Eurocode methods (in Fig. S10, respectively, EC2* or EC2 diagrams). It can be observed, that applying the improved EC method, theoretical and experimental results have much better agreement.

To quantify the efficiency of improved method, a statistical analysis for all experimental specimens has been performed. Analysis has been carried out at a service loading $P_{ser} = 0,55P_{ult}$. Ultimate loading P_{ult} has been calculated assuming the yielding stress $f_y = 545$ MPa. For the adequacy analysis of obtained results parameter R , defining over-

estimation or underestimation errors, was introduced. Parameter R depending on relative error δ_s is calculated according to:

$$R = 100\% \times \begin{cases} \delta_s - 1, & s_{calc} > s_{obs}, \\ 1 - \delta_s^{-1}, & s_{calc} \leq s_{obs}, \end{cases} \quad \delta_s = \frac{s_{calc}}{s_{obs}}, \quad (S3)$$

here s_{calc} and s_{obs} are calculated and experimentally attained deformations values. The smaller absolute value of parameter R represents smaller error value. Negative value of R shows that too high stiffness of the elements was obtained employing the Eurocode method.

The summarized results of statistical analysis are presented in Table S1, where parameter R characterizes the errors of calculation according to current and improved design methods. From the results presented in Table S1 can be seen that average error of strain prediction according EC2 or EC2* respectively is 47.8 % or 15.6 %. Results of the statistical analysis show that in most cases accuracy of theoretical prediction increased more than two times or for some elements (such as T1) up to 6.6 times. The accuracy increased when the improved Eurocode technique was used.

Table S1. Errors of prediction according EC2 and proposed EC2 corrections (at service load) (%)

Codes	DT-11	DT-12	P2-12	P3-12	P1-8	P2-8	C2	C3	C11	C12
EC2	-49,2	-45,5	2,7	6,4	-22,7	-21,5	-94,7	-94,2	-31,4	-32,5
EC2*	-11,8	-8,7	2,6	0,8	-23,6	-28,8	-50,2	-44,8	-14,1	-15,6
Codes	DT-14	D14-2	T1	TS-1	TS-2	TS-3	TS-4	DT-13	DT-15	\overline{R}
EC2	-54,5	-44,6	-35,1	-66,3	-63,2	-83,7	-76,9	-36,9	-45,7	47,8
EC2*	-20,6	-13,2	-5,3	-3,2	-1,1	-14,3	-13,9	-13,1	-10,9	15,6

It should be noted that the value of total theoretical strain (short-term and long-term) changes when improved cracking load is used. Curves of total strain versus time were observed using improved Expression S1 for elements of series II and DT group members of series III. Comparison of the results is presented in Fig. S11. The good matches of strain $\varepsilon_{EC2^*}(t_0)$ and $\varepsilon_{Exp}(t_0)$ in some cases could be seen. Besides a significant improvement of coincidence for the theoretical and experimental total strain can be seen especially for DT-12. The errors of total strains were decreased and for other elements: for DT-14 from 46.5 % until 21.5 %, e. i. more than two times; for DT-13 and DT-15 – from 41.2 % until 16.9 %, e. i. ≈ 2.5 times.

The fast increase of strains stated in first days of the experiment. From the results presented in Fig. S11 can be seen that the errors of long-term strains decreased when the improved Eurocode expression (S1) was used. However, the growth of strain in time, according to the current theoretical algorithm (Eurocode), is constant and almost independent on the duration of loading.

Using experimental results of DT group elements from series III the normalized $\Delta\varepsilon_{Exp}(t, t_0) / \Delta\varepsilon_{max, Exp}(t, t_0)$ curves of strain change in time were made (Fig. S12). In this figure $\Delta\varepsilon_{Exp}(t, t_0)$ corresponds to change of long-term strains at time t , whereas $\Delta\varepsilon_{max, Exp}(t, t_0)$ – the maximum change of strain stated at the end of the long-term test.

The normalized diagrams were approximated by a time-dependent exponential function:

$$f(t) = 1 - e^{-(a+b \cdot t)}, \quad (S4)$$

here a is b – coefficients of the regression equation.

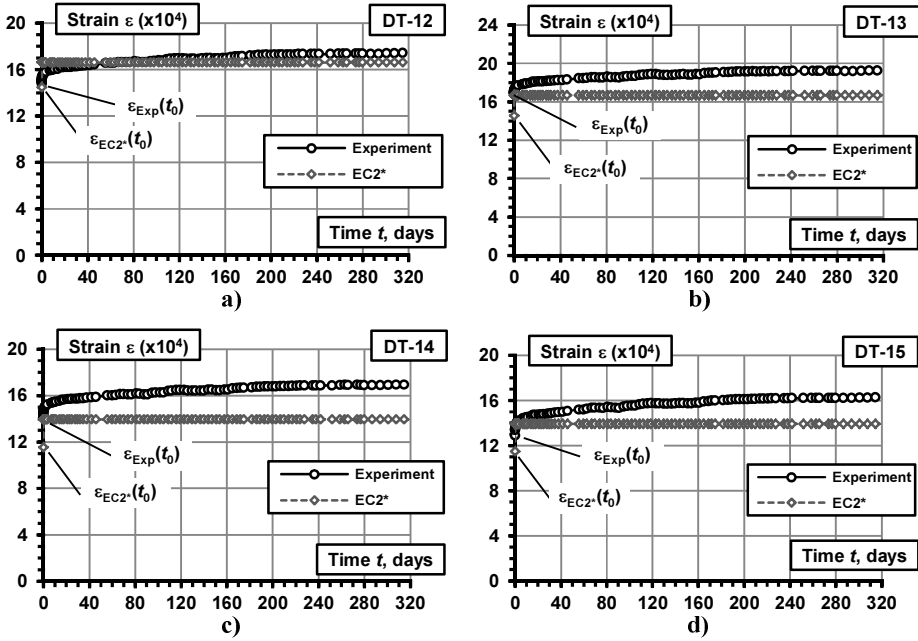


Fig. S11. Long-term strains in time using corrected cracking load for DT group elements of series III: a) DT-12, b) DT-13, c) DT-14 and d) DT-15

Alternative expression to assess the strain changes was offered (curve determined by the expression in Fig. S13 marked EC2**):

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{EC2^*}(t, t_0) &= [\varepsilon_{EC2^*, \lim}(t, t_0) - \varepsilon_{EC2^*}(t_0)] [1 - e^{-(0,35+0,016 \cdot t)}] = \\ &= \Delta \varepsilon_{EC2^*, \lim}(t, t_0) [1 - e^{-(0,35+0,016 \cdot t)}], \end{aligned} \quad (S5)$$

were $\varepsilon_{EC2^*, \lim}(t, t_0)$ and $\varepsilon_{EC2^*}(t_0)$ – respectively, total strains calculated by improved Eurocode method at time t (accepted as the limit value) and short-term strains at time t_0 , $\Delta \varepsilon_{EC2^*, \lim}(t, t_0)$ – limit change of long-term strains calculated by improved Eurocode method at time t . Limit of total strains $\varepsilon_{EC2^*, \lim}(t, t_0)$ is calculated according Eurocode technique when the improved cracking load $P_{cr, EC2^*}$ (Expression S1) is accepted. Com-

parison of obtained theoretical (applying the proposed expression S5) and experimental results is presented in Fig. S13.

In the figures can be seen that mismatch between the theoretical and experimental results of the test at the end of a long-term loading decreased from an average $\approx 62\%$ to $\approx 23\%$ e. i. ≈ 3 times, however it should be noted that the proposed alternative method is the first step in creating tension stiffening models for the case of long-term loading.

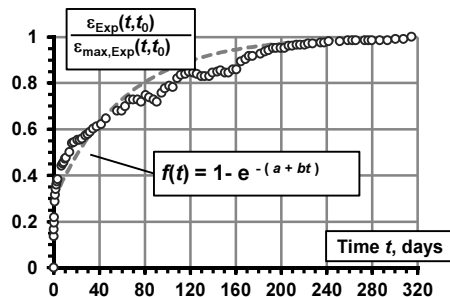


Fig. S12. Approximated experimental values of long-term strains

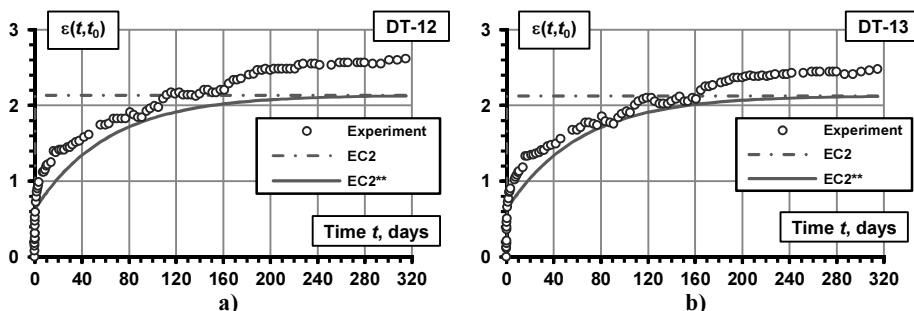


Fig. S13. Long-term strains in time for DT group elements of series III

In the future, with the increased volume of experimental data the described methodology could be improved by taking into account the parameters affecting the long-term strains.

General conclusions

Summarizing the results of the dissertation, following statements could be drawn:

1. Literature review showed that the problem of deformation analysis of tensile RC members subjected to long-term loading is not enough studied. Proposed models by other authors are based on experimental results of flexural elements, therefore there are no adequate numerical or analytical models of tensile mem-

bers. There are only few experimental studies in the world on deformation analysis of tensile RC members subjected to long term-loading.

2. Eurocode calculation method defines stress and strain variation in a simplified manner. It is assumed that this variation is constant and does not depend on time, however this contradicts the experimental results.
3. Most of the tension stiffening average stress and strain relationships proposed in literature has been derived from experimental data of RC members neglecting the shrinkage effect. The confinement of concrete due to internal reinforcement causes tensile stresses before the external load is applied and might result premature cracking.
4. The experimental studies performed by the author showed that the method of Eurocode overestimates the cracking load 65–90% method. The errors occur due to the fact that this method does not assess effect of concrete shrinkage.
5. The statistical analysis revealed that the assessment of concrete shrinkage decreased errors of short-term strain calculation according to Euro code by 47.8% to 15.6%.
6. The long-term strain investigation of RC ties has been performed using the equipment designed and constructed by the author. The long-term loading was applied up to one year. At the end of the experiments strains has been basically stabilized.
7. According to performed experimental investigation the growth of strain is particularly high in the first days after the loading. Increment of strain reaches 35–40% of total long-term strains.
8. The evaluation of concrete shrinkage effect on cracking load was used to modify Eurocode predictions for short-term and long-term strains. Errors of long-term strains decreased from 50 to 5%.
9. Based on research results obtained by the author, the proposed model for the assessment of deformations considers the average-strain versus time relationship of tensile members.

Priedai*

A priedas. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų apkrovų ir deformacijų priklausomybės, veikiant trumpalaikiai bei ilgalaikiai apkrovai

B priedas. Suprojektuotų ilgalaikių bandymų standų brėžiniai, kalibravimas

C priedas. Ilgalaikių deformacijų kitimas laike

D priedas. Sukibimo įtempių ir slinkties diagramos

E priedas. Bendraautorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje

F priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos

* Priedai pateikiami pridėtame kompaktiniame diske

Eugenijus GUDONIS

TRUMPALAIKE IR ILGALAIKE APKROVA VEIKIAMŲ TEMPIAMŲJŲ
GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DEFORMACIJŲ EKSPERIMENTINIAI
TYRIMAI IR MODELIAVIMAS

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,
statybos inžinerija (02T)

Eugenijus GUDONIS

EXPERIMENTAL INVESTIGATION AND MODELLING OF REINFORCED
CONCRETE TIES SUBJECTED TO SHORT-TERM
AND LONG-TERM LOADS

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,
Civil Engineering (02T)

2014 12 12. 11,00 sp. I. Tiražas 20 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius,
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „Baltijos kopija“
Kareivių g. 13B, 09109 Vilnius